

INSTITUT FÜR BAUSTOFFKUNDE UND STAHLBETONBAU

DER TECHNISCHEN UNIVERSITÄT BRAUNSCHWEIG

DIREKTOREN: PROF. DR.-ING. K. KORDINA · PROF. DR.-ING. F. S. ROSTÁSY

30-0031/1-001

TEIL 1

VERSUCHE ZUM VERFORMUNGSVERHALTEN UND ZUR

TRAGFÄHIGKEIT VON STAHLBETONBALKEN

UNTER BIEGUNG UND KURZZEITIG EINWIRKENDEM

ZWANG INFOLGE AUFLAGERVERSCHIEBUNG

Abschlußbericht

erstattet von

Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. K. Kordina

Prof. Dr.-Ing. F.S. Rostásy

Dipl.-Ing. B. Svensvik

BIBLIOTHEK
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
der Technischen Universität Braunschweig
Beethovenstraße 52
D-3300 Braunschweig

Braunschweig, Juli 1979

Postsendungen:
Beethovenstraße 52, 3300 Braunschweig
Erfüllungsort und Gerichtsstand Braunschweig

Fernsprecher: (05 31) 391 22 81

Fernschreiber: 9 52 698 lbstb d
Telegrammadresse: MPA Braunschweig

Zur Vermeidung von Verzögerungen wird dringend gebeten, Zuschriften nur an das Institut zu richten, nicht aber an einzelne Mitarbeiter.

VORWORT

In der Praxis werden Stahlbetonbauteile i.d.R. nicht nur durch Lasten, sondern auch durch Zwang beansprucht. Die Ursachen für die Zwangbeanspruchung sind vielfältig:

Schwinden des Betons, Temperaturunterschiede, Setzungen, u.a.m. Verglichen mit der Lastbeanspruchung gestaltet sich bei Zwang die Ermittlung der Schnittgrößen deutlich schwieriger. Während bei Lastbeanspruchung die Rißbildung auf die Größe und Verteilung der Schnittkräfte, u.a. unter rechnerischer Bruchlast, einen nur untergeordneten Einfluß ausübt, ist sie für die Bestimmung der Zwangsschnittgrößen von großer Bedeutung. Durch die Rißbildung wird die Biegesteifigkeit abgebaut und die Zwangreaktionen stellen sich in zur Biegesteifigkeit proportionalen Größe ein. Die wirklichkeitsnahe Berechnung von Zwangsschnittgrößen erzwingt also geradezu die Berücksichtigung der Rißbildung. Dies gilt auch für den in der Praxis üblichen Fall der kombinierten Beanspruchung von Last und Zwang.

Die im folgenden berichtete Forschungsarbeit hat zum Ziel, einen Beitrag zur Erforschung des Verformungsverhaltens und der Tragfähigkeit von Stahlbetonbalken zu leisten, die kombiniert durch Last und Zwang infolge einer Auflagerverschiebung beansprucht sind. Im 1. Teil des Berichtes wird das Verhalten unter kurzzeitigem, im 2. Teil unter langeinwirkendem Zwang behandelt.

Die Mittel für die Versuche wurden vom Bundesminister für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau in dankenswerter Weise zur Verfügung gestellt. Das Forschungsvorhaben wurde von einer Arbeitsgruppe betreut, zu der die Professoren Bieger, Bonatz † und Kupfer sowie Herr Dr.-Ing. G. Hofmeister gehörten. Ihnen gebührt Dank für Rat und Unterstützung

Die Verfasser

Inhaltsverzeichnis

	Seite
1. Einleitung	1
1.1. Problemstellung	1
1.2. Versuchsprogramm	2
2. Versuchskörper	2
2.1. Abmessungen	2
2.2. Rechenwerte	3
3. Baustoffe	4
3.1. Zement	4
3.2. Zuschläge	4
3.3. Beton	4
3.4. Betonstahl	4
4. Versuchsaufbau	5
5. Versuchsdurchführung	6
5.1. Versuchsbalken B I	6
5.2. Versuchsbalken B II	7
6. Versuchsergebnisse	7
6.1. Verformungen	7
6.1.1. Rißentwicklung	7
6.1.2. Durchbiegungen	8
6.1.3. Stahl- und Betondehnungen	9
6.2. Schnittkraftumlagerung	9
7. Zusammenfassung und Folgerungen	12
8. Literaturverzeichnis	15
9. Anhang	

1. EINLEITUNG

1.1. Problemstellung

Die Stahlbetonbauteile sind in der Praxis in der Regel nicht nur durch Lasten, sondern auch durch Zwang beansprucht. Der Zwang entsteht in statisch-unbestimmten Tragwerken infolge der Wirkungen des Schwindens, der Temperatur und von Setzungen, um die wesentlichen Ursachen zu nennen. Die Ermittlung der Lastschnittgrößen des Gebrauchszustandes erfolgt nach der E-Theorie in der Regel mit den Steifigkeiten des ungerissenen Betonquerschnitts (Zustand I), obgleich auch im Gebrauchszustand mit Rissen zu rechnen ist bzw. bei der Bemessung mit dem gerissenen Zustand II gearbeitet wird. Versuche und Rechnung zeigen, daß bei einer Bemessung für den rechnerischen Bruchzustand mit ν -fachen Gebrauchsschnittgrößen der Abminderung der Biegesteifigkeit durch Rißbildung in der Regel keine Beachtung geschenkt zu werden braucht. Sie erfolgt annähernd gleichmäßig über die Bauteillänge, die Schnittkraftumlagerung bleibt klein.

Bei der Ermittlung von Zwangsschnittgrößen von der E-Theorie mit der Biegesteifigkeit $E_b I_b$ ausgehen zu wollen, ist aber geradezu sträflich. Die Folge ist eine starke Fehleinschätzung der Zwangsschnittgrößen. Zwangsschnittgrößen sind proportional der Biegesteifigkeit, weshalb die Auswirkung der Rißbildung auf diese erfaßt werden muß.

Bei reiner Zwangbeanspruchung stellt die Bemessung einen Nachweis der Beschränkung der Rißbreiten dar. Hierzu gibt es bereits eine Reihe von Verfahren, siehe [1], [2], [3], [4], [5] und [6].

Im Regelfall des gemeinsamen Auftretens von Last und Zwang ist der Bemessungsweg deutlich komplizierter, weil sich sowohl die Last- als auch die Zwangsschnittgrößen gemeinsam und untrennbar auf die Rißbildung und damit auf die Biegesteifigkeit auswirken. Die Praxis benötigt für dieses Problem einfache Rechenverfahren. Kordina [7] und Tennstedt [8] haben vorgeschlagen, die Kombination Last + Zwang mit abschnittsweise reduzier-

ten wirksamen Biegesteifigkeiten zu erfassen. Dieser Weg fand Eingang in das DAfStb-Heft Nr. 240 [9], er gilt allerdings nur für einen kurzzeitig einwirkenden Zwang. Es ist das Ziel der im folgenden beschriebenen Versuche, sowohl die Eignung des in [9] gegebenen Weges zu überprüfen, als auch grundsätzlich der Frage nachzugehen, wie sich ein Biegezwang auf das Verformungsverhalten und die Tragfähigkeit von Stahlbetonbalken auswirkt.

1.2. Versuchsprogramm

Es sollten zwei Versuche an Stahlbeton-Rechteckbalken durchgeführt werden, die an einem Ende frei drehbar gelagert, am anderen Ende in einem Stahlbetonblock eingespannt waren (Bild 1.1). Im Alter von 28 Tagen sollte die rechnerische Gebrauchslast aufgebracht werden. Danach war durch eine Stützensenkung am gelenkig gelagerten Ende ein Biegezwang aufzubringen. Unter dieser Belastung sollten die Balken einer Wechselbeanspruchung ausgesetzt werden, und anschließend sollte die äußere Last in Stufen bis zum Erreichen des Bruchzustandes erhöht werden.

Beim ersten Balken B I sollte der Lastfall Zwang auch in der Bemessung in Anlehnung an [9] berücksichtigt werden. Beim zweiten Balken B II wird der Lastfall Zwang bewußt "vergessen".

Das Trag- und Verformungsverhalten unter langandauernder Zwangbeanspruchung wird in einem zweiten Bericht [10] behandelt.

2. VERSUCHSKÖRPER

2.1. Abmessungen

Die Versuchskörper besaßen die Querschnittsabmessungen $d/b = 40/20$ cm. Die Stützweite betrug 5,00 m. Damit beträgt die Biegeschlankheit $l/d = 12,5$, eine für die Praxis übliche Größenordnung.

Die vertikale Auflagerverschiebung am gelenkig aufgelagerten Ende wurde zu 2 cm gewählt. Sie führt zu einer Verringerung des Stützmoments im Einspannquerschnitt. Die äußere Belastung bestand aus 2 Einzellasten in den Drittelpunkten des Balkens.

Das statische System des Balkens und die Momentenverläufe infolge äußerer Belastung und Auflagerverschiebung, unter Annahme der Elastizitätstheorie, sind in Bild 2.1 dargestellt.

2.2. Rechenwerte

Beim ersten Balken, Versuchsbalken B I, wurde der Lastfall Stützensenkung in Anlehnung an Heft 220 des DAfStb [11] rechnerisch berücksichtigt. Hierbei wurde mit dem Sicherheitsfaktor für Zwang von $\nu_z = 1,0$ und mit einer wirksamen Biegesteifigkeit des gerissenen Balkens (Zustand II) von $(EI)_w/E_b \cdot I_b = 0,7$ gerechnet, die über die gesamte Balkenlänge konstant angenommen wurde. Als rechnerische Gebrauchslast wurde $P_1 = P_2 = 35,6$ kN gewählt. Mit diesen Voraussetzungen erhält man im Einspannquerschnitt einen Biegebewehrungsgrad $\mu = 0,45$ ‰ und im Feldbereich $0,81$ ‰ (Bild 2.2). Das für das Rißverhalten wichtige Verhältnis d_e/μ betrug im Feld 158 cm und im Einspannbereich 213 cm.

Beim zweiten Balken, Versuchsbalken B II, wurde der Lastfall Stützensenkung bewußt unberücksichtigt gelassen, um den in der Praxis häufigen Fall des "vergessenen" Zwanges zu studieren.

Die rechnerische Gebrauchslast wurde auch hier zu $P_1 = P_2 = 35,6$ kN gewählt. Damit ergab sich dann im Einspannquerschnitt der Bewehrungsgrad $\mu = 1,0$ ‰ und im Feld $0,63$ ‰ (Bild 2.3). Der Verbundparameter d_e/μ betrug im Feld 179 cm und im Einspannbereich 160 cm.

Die Nachweise zur Schubsicherung zeigten, daß die Schubspannungen im Schubbereich 1 lagen. Es wurde deshalb eine konstruktive Bügelbewehrung aus zweischnittigen, geschlossenen Bügeln $\varnothing 6$ mm im Abstand $a = 20$ cm gewählt.

Die Bilder 2.2 bis 2.4 zeigen die Bewehrungspläne der Balken und des Einspannteiles. Es wurde Betonrippenstahl BST 420/500 RK (Rippentorstahl) verwendet. Die Betonfestigkeitsklasse B 25 wurde angestrebt.

Die unter Verwendung der Berechnungsgrundlagen nach DIN 1045 und unter Annahme einer Dehngrenze des Stahles von $\epsilon_e = 5$ ‰ ermittelten kritischen Schnittgrößen und die mit den tatsächlichen Festigkeitswerten des Betons

und des Stahles ermittelten rechnerischen Schnittgrößen sind in Tabelle 2.1 aufgeführt und den aus den Versuchen ermittelten Bruchschnittgrößen gegenübergestellt.

In Tabelle 2.2 sind die rechnerischen Auflagerkräfte und Momente infolge Zwang zusammengestellt.

3. BAUSTOFFE

3.1. Zement

Es wurde ein Portlandzement PZ 35 F, Werk Teutonia, verwendet.

3.2. Zuschläge

Die Betonzuschläge stammten aus zwei verschiedenen Gruben: Korngruppe 0/1 aus Abbesbüttel und die Korngruppen 0/31,5 aus Sonnenberg; beide stammen aus dem Braunschweiger Raum. Die Sieblinien und Durchgangsprozentszahlen sind auf den Bildern 3.1 und 3.2 angegeben.

3.3. Beton

Der W/Z-Wert des Betons des ersten Balkens betrug 0,96 und der des zweiten Balkens 0,95. Das Ausbreitmaß des Balkens B I war 41,6 cm, das Verdichtungsmaß 1,07. Die entsprechenden Werte von B II waren 42,5 und 1,04. Für die Betonverdichtung wurde ein Innenrüttler \varnothing 38 mm verwendet. Die Verdichtungszeit betrug 30 Sek. Alle übrigen Daten der Zusammensetzung des Betons können Tabelle 3.1 entnommen werden. Die Ergebnisse der Festigkeitsprüfungen der Betone sind in Tabelle 3.2 aufgeführt. Die Lagerung der Prüfkörper und der Versuchsbalken erfolgte nach DIN 1048. Die Balken wurden bei 20 °C 7 Tage lang unter feuchten Tüchern, hiernach bei 20/65-Normklima gelagert. Die Versuchsdurchführung fand im Betonalter von 28 Tagen statt.

3.4. Betonstahl

Für den Betonstahl BSt 420/500 RK, Herstellwerk Salzgitter, wurde die Prüfung der Festigkeitswerte nach DIN 488 durchgeführt. Die Ergebnisse können den Tabellen 3.3 bis 3.6 entnommen werden. Sämtliche Werte waren bedingungsgemäß.

4. VERSUCHSAUFBAU

Die UG-Decke der Versuchshalle des Instituts für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig ist als Aufspannplatte ausgebildet. Es war deshalb möglich, die Versuchskörper unterhalb der Decke aufzuhängen. Bild 4.1 zeigt den Versuchsaufbau. Die Körper wurden auf dem Fußboden unmittelbar unter der Stelle, an der sie geprüft wurden, betoniert und mußten so nur vertikal gehoben werden. Sie waren mit Ösen für die Aufhängepunkte versehen, so daß sie gleichmäßig, ohne größeren Beanspruchungen ausgesetzt zu sein, gehoben werden konnten.

Als die entschlachten und erhärteten Versuchskörper noch auf der Bodenschalung lagen, wurden die Stahldehnungen erstmals gemessen. Dann wurden die Balken hochgehoben. Die Einspannteile wurden mit je zwei Stangen aus Spannstahl St 850/1050, \varnothing 26,5 mm mit einer Spannkraft von je 305 kN gegen die Decke gespannt. Die Balken selbst wurden bei diesem Vorgang mit Spindeln unterstützt. Die Spindeln wurden so einjustiert, daß sich etwa die gleichen Stahldehnungen wie in der Schalung einstellten. Daran anschließend wurden die Einrichtungen für die Lasteintragung montiert.

An den freien Balkenenden wurden gelenkige Auflager mit einer Kraftmeßdose von Hottinger-Baldwin-Meßtechnik eingebaut. Die Kraftmeßdose war an einem HBM-Kompensator mit Meßverstärker und an einem Siemens-X-Y-Kompensographen angeschlossen. Zur Durchführung der Stützensenkung wurde ein 200 kN Preßtopf (Typ Amsler) gewählt, der an ein Steuerpult angeschlossen war.

Im Anschluß an die Montage der Versuchskörper wurden die äußeren Dehnmeßstreifen angeklebt und zusammen mit den Dehnmeßstreifen an den Stahleinlagen an eine 80-Meßstellen-Anlage angeschlossen. Anschließend wurden die Meßpunkte für die Setzdehnungsmessung angeklebt (siehe Bilder 4.2 und 4.3). Es wurde ein automatischer Setzdehnungsmesser mit Ausgangslänge 100 mm benutzt. Die Dehnmeßstreifen am Beton waren vom Typ Hottinger, LP 21, Meßlänge 60 mm, und die auf den Stahleinlagen Hottinger, LY 11, Meßlänge 6 mm (siehe Bilder 4.2, 4.3 und 4.4).

Die Krafteinleitung in den zwei Drittelpunkten wurde mit einem Amsler-200 kN-Zug-Druck-Topf und einem Steuerpult Amsler 360 bar vorgenommen.

Die Durchbiegungen in den Krafteinleitungspunkten sowie an der Einspannstelle wurden mit jeweils 3 Meßuhren, Fabrikat Käper, Meßweg 50 mm und Genauigkeit 1/100 mm, gemessen.

5. VERSUCHSDURCHFÜHRUNG, MESSUNGEN

5.1. Versuchsbalken BI

Die Einzellasten $P_1 = P_2$ wurden ausgehend von der Grundlast in 4 Laststufen (Tab. 5.1) auf die rechn. Gebrauchslast zul $P = 35,6$ kN gesteigert. Dabei und auch bei den künftigen Laststufen erfolgten folgende Messungen:

- a) Messung der Auflagerreaktion am freien Balkenende mit Kraftmeßdose.
- b) Betondehnungen mit Setzdehnungsmesser, Teilung 1/1000 mm, $a = 100$ mm, s. Bilder 4.2 und 4.3.
- c) Betondehnungen mit Dehnmeßstreifen, $a = 60$ mm, s. Bilder 4.2 und 4.3.
- d) Stahldehnungen mit Dehnmeßstreifen, $a = 6$ mm, s. Bild 4.4.
- e) Markieren von Rissen, Breitenmessungen in bestimmten Meßlinien mit Reißmeßlupe mit 1/100 mm Teilung.
- f) Durchbiegung in den Drittelpunkten des Balkens mit Meßuhren, Teilung 1/100 mm.

Nach Abschluß der Messungen der Laststufe 5, zul P , wurde die vertikale Auflagerverschiebung, $\Delta = 2$ cm, aufgezwungen. Hierzu wurde die Presse neben dem Auflager benutzt. Diese drückte den Auflagerpunkt A so weit nach unten, daß eine 20 mm dicke Stahlplatte zwischen Auflagerkonstruktion und Kraftmeßdose eingeschoben werden konnte. Danach wurde die Presse wieder zurückgefahren. Die 6. Laststufe entsprach zul $P + \Delta$. Daran anschließend erfolgte eine Biegeschwellbelastung des Balkens über 10.000 Lastwechsel, wobei die Oberlast 1,1 zul P und die Unterlast 0,7 zul P betrug. Die zuvor aufgeführten Messungen wurden an der Oberlast nach 10, 100, 1000 und 10.000 Lastwechseln durchgeführt.

Nach Abschluß der Biegeschwellbelastung wurden folgende Laststufen angefahren: $P = 50$; 60 ; 65 und 70 kN. Bei den weiteren Laststufen $P = 72,5$ und 75 kN wurde nur die Auflagerreaktion gemessen. Das Versagen trat unter $P = 77,5$ kN = $2,18$ zul P , eingeleitet durch Fließen der Längsbewehrung im Schnitt II ($\max M_F$) und vor allem im Schnitt IV (Einspannung), ein.

5.2. Versuchsbalken BII

Die äußere Belastung wurde in 7 Laststufen (Tab. 5.1) von $\Delta P = 5$ kN je Laststufe bis auf zul $P = 35$ kN gesteigert. Jeweils zwei Minuten nach Erreichen der jeweiligen Laststufe erfolgten die Messungen entsprechend Balken BI. Dann wurde die Stützensenkung bei Konstanthaltung der Einzellasten durchgeführt. Nach Erfassen der Meßdaten der Laststufe $P = 35$ kN mit Stützensenkung wurde die Last auf $1,1$ zul $P = 38,5$ kN gebracht. Diese Laststufe entsprach wieder der Oberlast für die folgende Biegeschwellbelastung über 10.000 Lastwechsel. Auch bei diesem Balken wurden nach 10, 100, 1000 und 10.000 Lastwechseln die in Abschnitt 5.1 beschriebenen Messungen durchgeführt. Daran schlossen die Laststufen $P = 50$; 55 ; 60 ; 65 und 70 kN an. Unter $P = 76,25$ kN = $2,14$ zul P trat das Versagen des Balkens, eingeleitet durch Fließen der Längsbewehrung im Schnitt II ($\max M_F$), ein.

6. VERSUCHSERGEBNISSE

6.1. Verformungen

6.1.1. Rißentwicklung

Die ersten Risse stellten sich bei den beiden Balken bei unterschiedlichen Belastungen ein. Die ersten Risse des Versuchsbalkens BI traten zwischen den Belastungen $2 P = 30$ kN und 45 kN auf. Die rechnerische Rißlast beträgt $P_R = 16,5$ kN. Die rechnerische Rißlast wurde mit der rechn. Biegezugfestigkeit $\beta_{bz} = 0,76 \cdot \beta_w^{2/3}$ (β_w in kp/cm^2) ermittelt.

Die ersten Risse des Versuchsbalkens BII entstanden zwischen den Laststufen $2 P = 20$ kN und 30 kN. Die rechnerische Rißlast beträgt hier $P_R = 15,7$ kN. Die unterschiedlichen Werte sind durch Unterschiede in der Betonfestigkeit

begründet. Für BI betrug $\beta_w = 30,4 \text{ N/mm}^2$ und für BII war $\beta_w = 28,2 \text{ N/mm}^2$.

Die Rißentwicklung ist für BI auf den Bildern 6.1 bis 6.9 und für BII auf den Bildern 6.10 bis 6.22 dargestellt. Die Gesamtrißbreiten Σ_w in den jeweiligen Rißmeßlinien der beiden Balken sind in Abhängigkeit von der Belastung auf den Bildern 6.23 und 6.24 dargestellt. Die lastabhängige Entwicklung von jeweils 2 Biegerissen im Bereich der Einzelkräfte und im Einspannungsbereich ist in den Tabellen 6.1 und 6.2 zusammengefaßt.

Beim Balken BI, für den die Auflägerverschiebung rechnerisch berücksichtigt wurde, entstanden die ersten Risse an der Einspannstelle erst unter einer wesentlich höheren Laststufe als beim Balken BII, und zwar unter der Belastung, bestehend aus rechnerischer Gebrauchslast und Auflägerverschiebung. Die Erhöhung der Last auf 1,1 zul P brachte keine wesentliche Änderung des Rißbildes. Entsprechendes gilt für die Biegeschwellbeanspruchung: Nach 100 Lastwechseln entstehen im Feldbereich nur zwei weitere Risse; bis 10.000 Lastwechseln bildete sich noch ein weiterer Riß im Feldbereich.

Beim Versuchsbalken BII sind die Risse bis zum Erreichen der Gebrauchslast gleichmäßiger zwischen Feldbereich und Einspannbereich verteilt. Nach der Auflägerverschiebung entstanden im Feldbereich nur vier neue Risse, und etwa die Hälfte der bereits vorhandenen verlängerten sich nur noch. Nach einer 10 %-igen Erhöhung über die Gebrauchslast und nach 10.000 Lastwechseln war auch an diesem Balken keine wesentliche Ausbreitung des Rißbildes zu beobachten.

6.1.2. Durchbiegungen

Die Durchbiegungen der Drittelpunkte (Lasteintragungspunkte) der Balken sind auf den Bildern 6.25 und 6.26 dargestellt. Die Durchbiegungswerte sind in Abhängigkeit von der Belastung außerdem in Tabelle 6.3 angegeben.

Aus den Durchbiegungswerten ist zu erkennen, daß der Balken BI mit der größeren Biegesteifigkeit im Feldbereich, verglichen mit Balken BII, geringere Durchbiegungen aufweist.

Die rasche Zunahme der Durchbiegung des Balkens BII im auflagernahen Drittelspunkt 1 bei den Laststufen 16 bis 19 läßt erkennen, daß dies der kritische Querschnitt ist, an dem dann auch das Versagen unter $P = 76,25 \text{ kN}$ eintritt.

Aus Bild 6.25 ist eine solche Entwicklung beim Versuchsbalken BI nicht zu erkennen. Dies liegt daran, daß hier die Einspannung die schwächere Stelle war. Hier trat der Bruch unter $P = 77,5 \text{ kN}$ ein.

6.1.3. Stahl- und Betondehnungen

Für Versuchsbalken BI sind die Stahldehnungen in der Tabelle 6.4 aufgeführt und auf den Bildern 6.27 bis 6.30 dargestellt. Die Betondehnungen sind in Tabelle 6.5 aufgeführt bzw. auf den Bildern 6.31 bis 6.34 dargestellt.

Die Stahldehnungen des Balkens BII sind in der Tabelle 6.6 und in den Bildern 6.35 bis 6.38 angegeben. Die Betondehnungen sind in Tabelle 6.7 enthalten bzw. in den Bildern 6.39 bis 6.43 aufgetragen.

Die vertikale Auflagerverschiebung rief nur geringe Dehnungsänderungen hervor, ebenso war die Biegeschwellbeanspruchung von geringem Einfluß.

6.2. Schnittkraftumlagerung

Die Schnittgrößen können über die Meßwerte der Auflagerkraft A_v des freien Balkenendes bestimmt werden. In den Bildern 6.44 und 6.45 ist die bezogene Auflagerkraft $A/2P$ über $P/\text{zul } P$ aufgetragen. Berechnet man die Auflagerkraft nach der E-Theorie mit $K_B = E_b \cdot I_b$ ($c = 1$), so wird, wie die strichpunktierte Linie zeigt, der Einfluß des Zwanges erwartungsgemäß weit überschätzt. Berechnet man hingegen in Anlehnung an [11] die Auflagerkraft mit der wirksamen Biegesteifigkeit

$$K_w = c \cdot K_B$$

$$c = 0,7,$$

so werden dadurch, wie die ausgezogene Linie zeigt, die gemessenen Werte befriedigend beschrieben.

Der stetige Abfall von $A/2P$ ab der Stützensenkung ist im wesentlichen rechnerisch bedingt. Da die Auflagerkraft A_z infolge Zwangwirkung zwar von K_w abhängt, aber voraussetzungsgemäß von P unbeeinflusst bleibt, nimmt

$$\frac{A}{2P} = \frac{A_z(K_w)}{2P} + \frac{A_p}{2P} = \frac{A_z(K_w)}{2P} + 0,333$$

mit Zunahme von P stetig ab.

Das Verhältnis c der wirksamen Biegesteifigkeit zur Biegesteifigkeit des Betonquerschnitts ist in den Bildern 6.46 und 6.47 aufgetragen. Es läßt sich aus dem Verhältnis

$$\text{gem } c = c_R \frac{E_R}{E_V} \frac{(A_V - 0,666 P)}{A_z}$$

ermitteln, wenn man annimmt, daß die wirksame Biegesteifigkeit konstant über die Balkenlänge verteilt ist.

Beim Balken BI (Bild 6.46), für den die Stützensenkung rechnerisch berücksichtigt wurde, stellt sich beim Lastfall Stützensenkung das nach [11] anzunehmende Verhältnis der Biegesteifigkeiten $c = 0,7$ auch tatsächlich ein. Bei Erhöhung der Last wird c stetig kleiner, wie in Bild 6.47 gezeigt ist.

Beim Balken BII liegt beim Lastfall Stützensenkung das Steifigkeitsverhältnis geringfügig unter $0,7$, nämlich bei rd. $0,65$, da für diesen Lastfall ja auch rechnerisch im Feld eine zu geringe Bewehrung vorhanden ist. Bei steigender Belastung nimmt auch hier die Biegesteifigkeit ab, aber zunächst nicht im gleichen Maße wie beim BI. Etwa bei $P = 1,82$ zur P sind die bezogenen Biegesteifigkeiten der beiden Balken gleich groß: ungefähr $0,45$.

Der Anstieg von c ab $P/\text{zul } P = 1,96$ beim Balken BI resultiert aus dem Erreichen des Fließmoments an der Einspannung, wodurch die Auflagerkraft A wieder stärker ansteigt. Beim Balken BII tritt das Fließmoment im ersten Drittelpunkt auf, weshalb die Last zunehmend der Einspannung zugewiesen wird. Damit fällt natürlich gem A_V ebenso wie c stetig ab.

Die Abhängigkeit des Verhältnisses des Stützmomentes zum maximalen Feldmoment im auflagernahen Drittelpunkt von der Last ist in den Bildern 6.48 und 6.49 dargestellt. Es beträgt nach E-Theorie für Lastbeanspruchung 1,5. Entsprechend der stärkeren Feldbewehrung von B I liegt $M_{st}/\max M_F$ bis zur P etwas unterhalb der rechnerischen Linie, beim Balken B II ist dies gerade umgekehrt. Nach dem Aufbringen der Auflagerverschiebung zeigen beide Balken ein ähnliches Verhalten. Da sich bei B II das Fließgelenk im vorderen Lastpunkt bildet, steigt M_{st}/M_F in den letzten Laststufen noch einmal stark an. Beim Balken B I hingegen bildet sich das Fließgelenk an der Einspannung und $M_{st}/\max M_F$ sinkt ab.

Wie die Feld- bzw. Stützmomente der beiden Balken von den Rechenwerten nach E-Theorie mit $c=1$ bzw. $c=0,7$ abweichen, zeigen die Bilder 6.50 und 6.51. Die Meß- und Rechenwerte sind über dem entsprechenden elastischen, mit $c=1$ berechneten Moment infolge Last allein aufgetragen.

Bis zum Gebrauchsmoment beeinflusst die Rißbildung die Momente unwesentlich. Der sprunghafte, erhöhende Anstieg des Feldmoments infolge Setzung stellt sich bei weitem nicht so hoch ein, wie von der Rechnung vorausgesagt; dies gilt auch für $c=0,7$. Überhaupt verlaufen die Feldmomente beider Balken nahezu gleich bis zur letzten Laststufe. In dieser sinkt M_F von B II auf den elastischen Wert ohne Zwang ab; der Zwanganteil von M_F ist also verschwunden. Bei Balken B II ist noch ein Restbetrag an Zwanganteil vorhanden, der aber nur rd. 40 % des rechnerischen Zwangmomentes ($c=0,7$) beträgt.

Der sprunghafte Abfall des Stützmoments infolge Setzung fällt bei beiden Balken etwa gleich aus und ist deutlich kleiner als rechnerisch vorhergesagt. Die das Stützmoment entlastende Wirkung der Auflagerverschiebung wird auch bei Rechnung mit $c=0,7$ stark überschätzt. Auch hier unterscheiden sich die Verläufe von M_{st} jenseits von zur P nicht wesentlich. Erst in der letzten Laststufe treten Unterschiede auf. Bei Balken B II ist dort der Zwangeinfluß völlig abgebaut. Das Stützmoment vom Balken B I hingegen

steigt nicht vollständig zur Geraden der Verkehrlastmomente auf, da wegen Fließens im ersten Lastpunkt der Einspannung weiter Last zugewiesen wird. Beide Balken erreichen höhere Traglasten, als man aufgrund der tatsächlichen Baustoffwerte berechnen kann.

Die Abhängigkeit des Stütz- bzw. Feldmomentes von der Last in bezogener Form zeigen die Bilder 6.52 und 6.53. Dabei sind die Momente auf den elastischen Wert infolge ν P bezogen worden. Die vorstehenden Bemerkungen gelten hier in gleichem Maße.

Sämtliche rechnerischen und gemessenen Werte sind in den Tab. 6.8 und 6.9 enthalten.

7. ZUSAMMENFASSUNG UND FOLGERUNGEN

Das Ziel der hier berichteten Versuche war es, das Verformungsverhalten und die Tragfähigkeit von Stahlbetonbalken zu studieren, die einer kombinierten Beanspruchung aus Lastbiegung und einem kurzzeitig einwirkenden Zwang infolge Stützensenkung unterworfen wurden. Die beiden geprüften Stahlbetonbalken, einseitig volleingespant, am anderen Ende drehbar und verschiebbar gestützt, besaßen einen Rechteckquerschnitt $b/d = 20/40$ cm und eine Stützweite von 5,0 m. Die Biegung infolge Lasten wurde durch zwei Einzelkräfte P in den Drittelpunkten, der Zwang durch eine lotrechte Verschiebung des verschieblichen Lagers erzeugt. Die Auflagerverschiebung stellt eine Setzung dar, d. h. es wird ein positives Einspannmoment bewirkt.

Die beiden Balken wurden unterschiedlich bemessen. Beim Balken B I wurde der Lastfall Zwang mit $\nu_z = 1$ bei der Bemessung berücksichtigt. Die Biegesteifigkeit wurde dabei auf 70 % ($c = 0,7$) der Betonbiegesteifigkeit $E_b \cdot I_b$ in Anlehnung an [11] rechnerisch abgemindert, um den günstigen, den Zwang abbauenden Einfluß der Rißbildung zu erfassen. Der zweite Balken B II wurde nur für die Lastbiegung bemessen und der Zwang blieb außer Acht. Die Schubbeanspruchung war bei beiden Balken gering, Schubbereich 1. Durch diese unterschiedlichen Bemessungswege sollte folgenden Fragen nachgegangen werden:

Wie wirkt sich das in der Praxis häufige Nichtansetzen oder "Vergessen" des Zwanges auf das Verformungsverhalten und die Bruchtragfähigkeit aus? Erlaubt der Weg von [11] eine brauchbare Vorhersage des Verhaltens?

Beide Balken wurden zunächst in Stufen bis zur rechnerischen Gebrauchslast z_{ul} belastet. Dann wurde eine Stützensenkung von $\Delta = +2 \text{ cm}$ aufgezwungen. Zur Ausprägung des Rißbildes und auch um gewissermaßen eine längere Lastdauer zu raffen, wurden in diesem Zustand 10000 Lastwechsel zwischen $P_U = 0,7$ z_{ul} und $P_O = 1,1$ z_{ul} aufgebracht. Daran anschließend wurden die Balken in Stufen bis zum Versagen belastet.

Beide Balken versagten unter annähernd der gleichen Bruchlast:
B I bei rd. 2,17 z_{ul} durch Fließen an der Einspannung;
B II bei rd. 2,14 z_{ul} durch Fließen im vorderen Lastpunkt im Felde.
Die erzielten Bruchlasten entsprechen den Traglasten des Systems bei Berechnung mit den tatsächlichen Baustoffkennwerten. Der Zwang blieb ohne Einfluß auf die Biegetragfähigkeit.

Beide Balken reagieren beim Aufbringen des Zwanges in ähnlicher Weise: Die Vergrößerung des Feldmomentes bzw. die Verminderung des Stützmomentes infolge Zwangswirkung beträgt rd. $1/3$ des Zwangmomentes, gerechnet mit $c = 1$, und rd. $1/2$ des Zwangmomentes, gerechnet mit $c = 0,7$. Also auch mit einer wirksamen bezogenen Steifigkeit $c = 0,7$ wird die Wirkung des Setzungszwanges noch stark überschätzt. Dies gilt für den Balken B I, bei dem der Zwang in die Bemessung einging und ebenso für B II, bei dem der Zwang "vergessen" wurde. Bei Laststeigerung über z_{ul} hinaus wird die Wirkung des Zwanges stetig abgebaut. Das Zwangsmoment im Feld und an der Stütze beträgt unter krit. P rd. die Hälfte des Anfangswertes. Beim Balken B II verschwindet bei Einsetzen des Fließens im vorderen Lastpunkt die Wirkung des Zwanges vollständig.

Hinsichtlich der Rißentwicklung und der Breiten der Risse zeigen die Balken gewisse Unterschiede. Bis z_{ul} blieb die Rißbreite klein:
 $\max w$ (z_{ul}) $0,1 \text{ mm}$, wobei B I erwartungsgemäß wegen des größeren

Bewehrungsgrades die schmäleren Risse aufweist. Durch die Setzung wird die Rißbreite bei beiden Balken nur um rd 0,04 mm maximal vergrößert. Einen stärkeren Einfluß auf die Rißbreite üben die 10000 Lastwechsel aus; hierdurch entsteht eine Zunahme von $\max \Delta w \approx 0,1 \text{ mm}$, bei beiden Balken etwa in der gleichen Weise. Balken B I weist mehr und feinere Risse auf als B II. Die Summe der Rißbreiten ist bei B I, insbesondere im Bereich positiver Momente, deutlich kleiner als bei B II und nimmt durch die Lastwechsel weniger zu. Bei Laststeigerung gegen krit P hin nehmen die Breiten der Risse weiter zu, wobei erwartungsgemäß B I im Feldbereich und B II im Stützbereich die schmäleren Risse aufweist. Das Berücksichtigen oder "Vergessen" des Setzungszwanges wirkt sich auf die Rißbildung und die Durchbiegungen deutlicher als auf die Schnittkräfte aus.

8. LITERATURVERZEICHNIS:

- [1] Rüsç, H. "Die wirklichkeitsnahe Bemessung für lastunabhängige Spannungen", Betontag 1965

- [2] Eibl, J. "Zwängung und Rißbildung von Stahlbetonstäben bei Behinderung der Längsverformung", Die Bautechnik 11/1969, S. 373-379

- [3] Falkner, H. "Zur Frage der Rißbildung durch Eigen- und Zwängspannungen infolge Temperatur in Stahlbetonbauteilen", DAFStb. H. 208/1969

- [4] Habel, A. "Zwängungsspannungen nicht vorgespannter statisch unbestimmter Beton- und Stahlbetontragwerke", Die Bautechnik 6/1961, S. 186-191

- [5] Rostäsy, F.S. "Zwang und Rissesicherung bei Außenwänden aus Stahlleichtbeton", Habilitation, Stuttgart, 1975

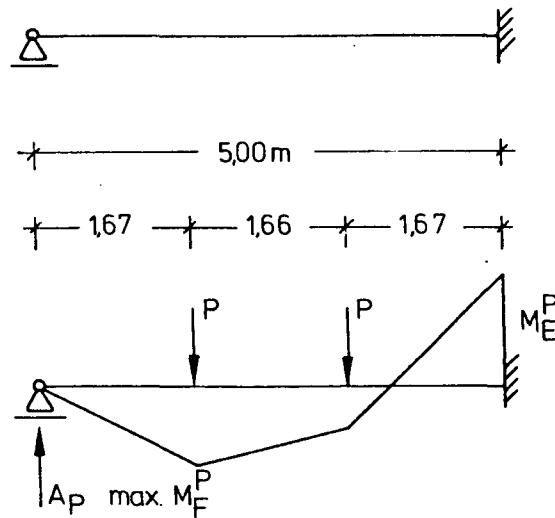
- [6] Schießl, P. "Bericht über Beschränkung der Rißbreiten bei Zwangbeanspruchung", Institut für Massivbau, TU München, 1975

- [7] Kordina, K. "Zur Frage der näherungsweise Ermittlung von Zwangsschnittgrößen", IVBH-Symposium, Madrid, 1970

- [8] Tennstedt, E. "Beitrag zur rechnerischen Ermittlung von Zwangsschnittgrößen unter Berücksichtigung des wirklichen Verformungsverhaltens des Stahlbetons", Dissertation, Braunschweig, 1974

- [9] "Hilfsmittel zur Berechnung der Schnittgrößen und Formänderungen von Stahlbetontragwerken nach DIN 1045, Ausgabe 1972", DAFStb.H. 240

- [10] Kordina, K. "Versuche zum Verformungsverhalten und zur
Rostásy, F.S. Tragfähigkeit von Stahlbetonbalken unter
Svensvik, B. Biegung und langfristig einwirkendem Zwang
infolge Auflagerverschiebung"
Versuchsbericht des Instituts für Bau-
stoffe, Massivbau und Brandschutz, TU
Braunschweig, 1979
- [11] Bemessung von Beton- und Stahlbetonbauteilen nach DIN 1045,
Ausgabe 1972", DAfStb H. 220.

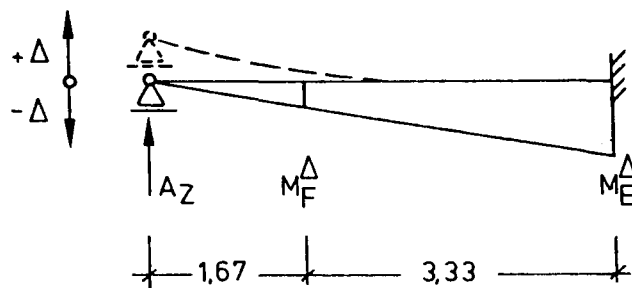


Stat. System

Lastfall: Einzellasten

$$M_E^P = -P \cdot l / 3$$

$$\max. M_F^P = 2 \cdot P \cdot l / 9$$



Lastfall: vertikale
Auflagerverschiebung

$$M_E^{\Delta} = 3 K_W \cdot \Delta / l^2$$

$$M_F^{\Delta} = K_W \cdot \Delta / l^2$$

$$K_W = c \cdot K_B = c \cdot E_b \cdot I_b$$

Bild 2.1: Stat. System und Momente infolge Einzellasten und vertikaler Auflagerverschiebung.

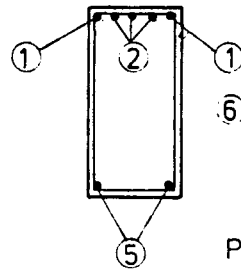
$$d/b = 40/20 \text{ cm}$$

Baustoffe:

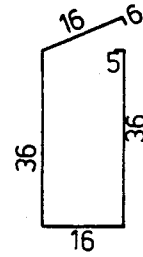
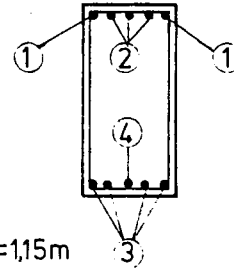
B 25

BSt 420/500 RK

SCHNITT A-A



SCHNITT B-B



Pos. ⑥ 27 Bü $\phi 6$, A=20cm, L=1,15m

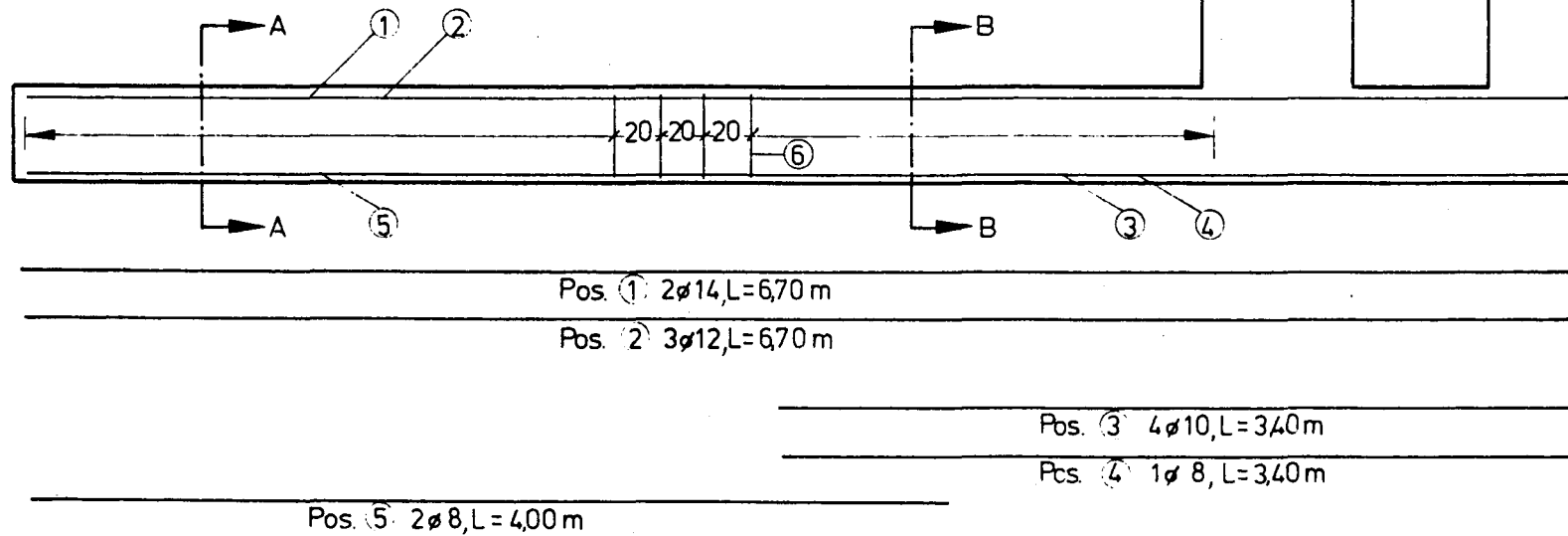


Bild 2.2: Bewehrungsplan des Versuchsbalkens B I

Baustoffe:

B 25

BSt 420/500 RK

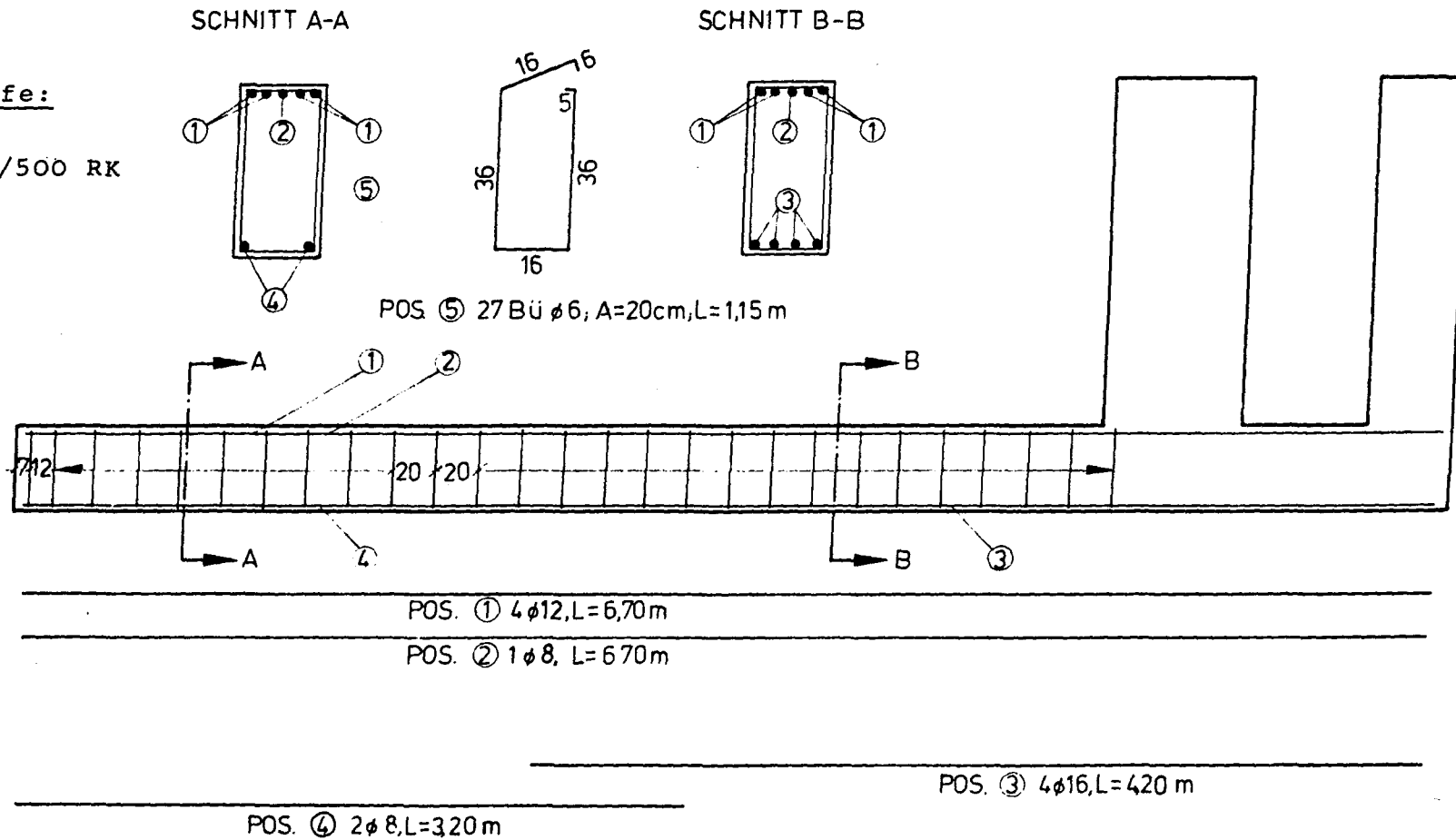
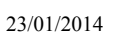


Bild 2.3: Bewehrungsplan des Versuchsbalkens B II

POS. ① $3\phi 10, L=4,14\text{ m}$



	Dimension	Versuchsbalken B I	Versuchsbalken B II
krit M_F	kNm	87,2	69,3
krit M_{St}	kNm	50,2	103,8
krit P	kN	62,4	62,3
zul P	kN	35,66	35,60
v	-	1,75	1,75
max τ_o	MN/m^2	0,668	0,765
rechn. M_{FUR}	kNm	103,0	74,6
rechn. M_{StUR}	kNm	53,9	110,6
rechn. P_{UR}	kN	72,6	66,9
rechn. v_R	-	1,88	1,88
M_{FUV}	kNm	93,0	83,9
M_{StUV}	kNm	108,5	129,6
P_{UV}	kN	77,5	76,3
P_{UV}/P_{UR}	-	1,08	1,14
$P_{UV}/\text{krit } P$	-	1,24	1,22
$P_{UV}/\text{zul } P$	-	2,17	2,14

Tabelle 2.1: Rechenwerte und Versuchsergebnisse

		$c = \frac{(EI)_w}{E_b \cdot I_b}$	B I	B II
A_Z	kN	$c = 1$ $c = 0,7$	15,4 10,8	Zwang rechnerisch vernachlässigt
M_{ZF}	kNm	$c = 1$ $c = 0,7$	25,6 17,9	
M_{ZSt}	kNm	$c = 1$ $c = 0,7$	76,8 53,8	

Tabelle 2.2: Rechnerische Zwangsschnittgrößen (vergl. Bild 2.1)

DURCHGANG IN GEW.-% DER EINZELNEN KORNGRUPPEN

		0,25	0,5	1,0	2,0	4,0	8,0	16,0	31,5
KORNGRUPPE A	0/1	46,8	95,7	99,7	100	100	100	100	100
— " —	B 0/2	5,5	40,9	80,3	97,7	100	100	100	100
— " —	C 2/8	0,1	0,3	1,1	4,6	49,0	96,0	100	100
— " —	D 8/16	0,3	0,6	0,9	1,1	1,4	10,3	97,6	100

DURCHGANG IN GEW.-% DES GEMISCHES

	%	0,25	0,5	1,0	2,0	4,0	8,0	16,0	31,5
A	25	11,70	23,8	24,87	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00
B	10	0,55	4,09	8,03	9,77	10,0	10,0	10,0	10,0
C	42	0,04	0,12	0,46	1,93	20,58	40,36	42,0	42,0
D	23	0,07	0,14	0,21	0,26	0,33	2,38	22,46	23,00
	100	12,42	28,15	33,57	36,96	55,91	77,72	99,46	100

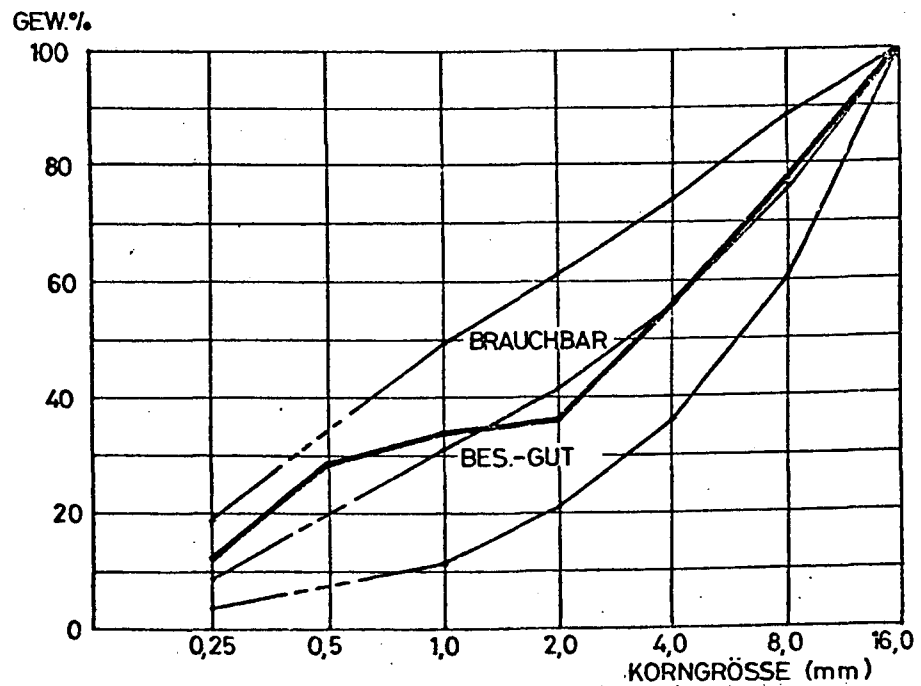


Bild 3.1: Sieblinie des Versuchsbalkens B I

DURCHGANG IN GEW.-% DER EINZELNEN KORNGRUPPEN

		0,25	0,5	1,0	2,0	4,0	8,0	16,0	31,5
KORNGRUPPE A	0/1	23,2	89,7	97,4	99,2	99,9	100	100	100
————"———— B	0/2	4,5	29,1	73,2	95,9	100	100	100	100
————"———— C	2/8	0,3	0,5	1,0	3,3	36,8	96,7	100	100
————"———— D	8/16	0,2	0,3	0,3	0,4	0,6	8,4	99,2	100

DURCHGANG IN GEW.-% DES GEMISCHES

	%	0,25	0,5	1,0	2,0	4,0	8,0	16,0	31,5
A	25	5,8	22,43	24,36	24,81	24,97	25,0	25,0	25,0
B	10	0,45	2,91	7,32	9,59	10,0	10,0	10,0	10,0
C	42	0,13	0,21	0,42	1,39	15,46	40,62	42,0	42,0
D	23	0,05	0,07	0,07	0,09	0,14	1,93	22,81	23,0
	100	6,43	25,62	32,17	35,88	50,57	77,55	99,81	100

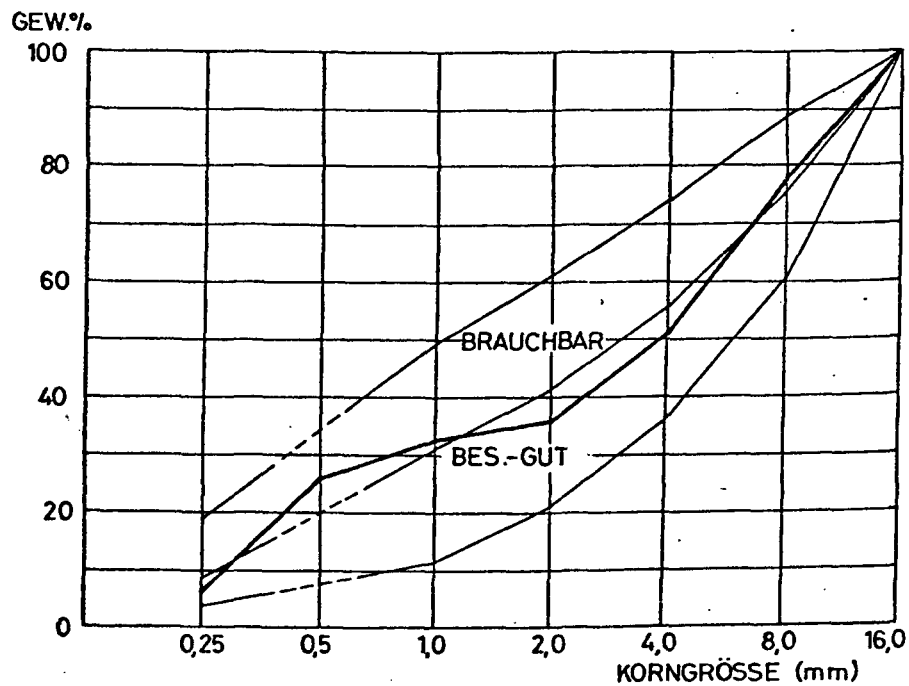


Bild 3.2: Sieblinie des Versuchsbalkens B II

Versuchsbalken	Baustoffe/m ³ Beton (in kg)			W/Z-Wert	Frischbetongrohdichte (kg/dm ³)
	Zement	Zuschlag	Wasser		
B I	soll: 230	1885	219	0,95	2,334
	ist: 237	1938	225	0,96	2,400
B II	soll: 230	1885	219	0,95	2,334
	ist: 235	1926	224	0,95	2,385

Tabelle 3.1: Zusammensetzung der Betone

Versuchsbalken	Betonalter	Druckfestigkeit Würfel 20x20x20 cm ³	Druckfestigkeit Zylinder	Druckfestigkeit Prismen	Biegezugfestigkeit Prismen	Spaltzugfestigkeit Zylinder	E-Modul
	[Tage]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
B I	7	20,1	-	-	-	-	-
	28	30,4	24,6	-	2,94	-	26.500
B II	7	19,0	-	-	-	-	-
	28	28,2	-	23,9	-	2,62	28.600

Tabelle 3.2: Festigkeitswerte der Betone

K +	Vers. Nr.	Gewicht	Länge	Stab- nenn- durchm.	Schräg- rippen- abstand	Rippennei- gung Stabachse	E (2e+be)	Rippenhöhe			I ++	Höhe d. Längs- rippen	Gang- höhe	Schräg- rippen- länge	bezogene Rippen- fläche
		[g]	[cm]	[mm]	[mm]	[°]	[mm]	Mitte	1.V.P.	2.V.P.		[mm]	[mm]	[mm]	
2	1	69,4	31,5	6,0	6,70	44,0	1,35	0,47	0,36	0,37	2	0,60	60,0	20,0	0,09
2	2	70,6	31,4	6,0	6,60	43,0	1,30	0,40	0,34	0,32	2	0,55	39,0	22,0	0,091
2	1	144,5	35,9	8,0	8,10	44,0	1,60	0,56	0,45	0,39	2	0,85	105,0	23,5	0,076
2	2	149,2	36,1	8,0	8,00	44,0	1,50	0,49	0,38	0,40	2	0,80	105,0	23,5	0,070
2	3	143,7	35,9	8,0	8,10	44,0	1,55	0,52	0,40	0,41	2	0,90	105,0	23,5	0,074
2	1	263,1	40,1	10,0	10,00	43,0	2,00	0,72	0,52	0,48	2	1,10	120,0	27,0	0,071
2	2	254,4	40,0	10,0	10,20	43,0	2,00	0,73	0,55	0,49	2	1,10	110,0	27,0	0,073
2	1	394,5	44,0	12,0	10,80	43,0	2,40	0,98	0,78	0,75	2	1,30	140,0	34,0	0,095
2	2	389,9	43,8	12,0	10,80	43,0	2,20	0,85	0,70	0,68	2	1,40	135,0	34,0	0,089
2	3	386,5	44,0	12,0	10,80	43,0	2,30	0,87	0,65	0,75	2	1,35	150,0	34,0	0,087
2	1	581,0	48,0	14,0	13,60	43,0	2,70	1,08	0,77	0,79	2	1,58	150,0	45,0	0,091
+ Anzahl der Schrägrippenreihen, ++ Anzahl der Längsrippen															

Tabelle 3.3: Ergebnisse der Stahlprüfung, Versuchsbalken B I

Vers. Nr.	Gewicht	Gewicht	\varnothing (Ist)	Querschnitt (Ist)	Streckgrenze bez. auf Ist- \varnothing		Zugfestigkeit bez. auf Ist- \varnothing		Bruchdehnung	
					P_s	β_s	P_z	β_z	l_0/l_b	δ_{10}
	[g]	[kg/m]	[mm]	[cm ²]	[kN]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]	[mm]	[%]
1	69,4	31,6	5,97	0,281	12,80	455,5	14,65	521,4	60/68,5	14,2
2	70,6	31,4	6,04	0,287	13,20	459,9	15,25	531,4	60/68,0	13,3
1	144,5	35,9	8,08	0,513	23,30	452,2	26,85	523,4	80/89,5	11,9
2	149,2	36,1	8,19	0,527	24,40	463,0	27,75	526,6	80/91,0	13,8
3	143,7	35,9	8,06	0,510	23,60	462,7	27,40	537,3	80/90,0	12,5
1	263,1	40,1	10,31	0,836	36,00	430,6	42,80	512,0	100/112,0	12,0
2	254,4	40,0	10,16	0,811	36,00	443,9	42,40	522,8	100/114,0	14,0
1	389,9	43,8	12,02	1,135	51,19	453,0	61,40	543,3	120/138,0	15,0
2	386,5	44,0	11,94	1,120	51,18	457,0	-	-	120/140,0	16,7
1	581,0	48,0	14,01	1,543	68,50	444,0	84,70	548,9	140/161,0	15,0

Tabelle 3.4: Ergebnisse der Stahlprüfung, Balken B I

K +	Vers. Nr.	Gewicht	Länge	Stab-nenn-durchm.	Schräg-rippen-abstand	Rippennei-gung Stabachse	E (2e+be)	Rippenhöhe			I ++	Höhe d. Längs-rippen	Gang-höhe	Schräg-rippen-länge	bezogene Rippen-fläche
		[g]	[cm]	[mm]	[mm]	[°]	[mm]	Mitte	1.V.P.	2.V.P.		[mm]	[mm]	[mm]	
2	1	144,3	35,9	8,0	8,80	42,0	1,80	0,65	0,40	0,50	2	0,95	82,0	24,0	0,081
2	2	144,8	35,9	8,0	8,70	42,0	1,90	0,63	0,45	0,46	2	0,92	95,0	24,0	0,079
2	1	251,4	39,9	10,0	10,00	42,0	2,60	0,68	0,55	0,50	2	1,15	110,0	27,0	0,074
2	2	251,0	40,0	10,0	10,00	42,0	2,65	0,70	0,53	0,52	2	1,20	110,0	27,0	0,075
2	3	252,3	40,1	10,0	10,00	42,0	2,65	0,69	0,54	0,48	2	1,18	110,0	27,0	0,073
2	1	393,7	44,0	12,0	11,40	42,0	2,90	0,95	0,65	0,70	2	1,28	125,0	37,0	0,090
2	2	392,7	44,0	12,0	11,40	42,0	3,00	0,89	0,63	0,69	2	1,25	125,0	37,0	0,087
2	3	392,8	44,0	12,0	11,40	42,0	2,95	0,92	0,66	0,68	2	1,30	125,0	37,0	0,089
2	1	826,8	52,3	16,0	14,50	41,0	3,90	1,12	0,90	0,80	2	1,50	173,0	45,0	0,078
2	2	824,4	52,2	16,0	14,50	41,0	4,10	1,13	0,85	0,85	2	1,46	173,0	45,0	0,078
2	3	822,2	52,0	16,0	14,50	41,0	4,15	1,13	0,83	0,87	2	1,47	173,0	45,0	0,078
+ Anzahl der Schrägrippenreihen, ++ Anzahl der Längsrippen															

Tabelle 3.5: Ergebnisse der Stahlprüfung, Balken B II

Vers. Nr.	Gewicht	Gewicht	\varnothing (Ist)	Querschnitt (Ist)	Streckgrenze bez. auf Ist- \varnothing		Zugfestigkeit bez. auf Ist- \varnothing		Bruchdehnung	
					P_s	β_s	P_z	β_z	l_o/l_b	δ_{10}
	[g]	[kg/m]	[mm]	[cm ²]	[kN]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]	[mm]	[%]
1	241,4	0,403	8,09	0,513	24,40	475,6	28,30	551,7	80/90,5	13,1
2	241,8	0,402	8,08	0,513	24,40	475,6	28,30	551,7	80/90,5	13,1
1	377,3	0,630	10,11	0,802	38,10	475,1	46,20	576,1	100/113,5	13,5
2	377,1	0,629	10,10	0,801	38,00	474,4	46,20	576,8	100/112,0	12,0
3	386,3	0,644	10,22	0,820	37,50	457,3	44,00	536,6	100/112,5	12,5
1	624,5	0,895	12,05	1,140	50,70	444,7	63,00	552,6	120/138,0	15,0
2	393,5	0,894	12,05	1,139	51,30	450,0	62,70	550,0	120/137,0	14,2
3	393,6	0,895	12,05	1,140	51,30	450,0	62,40	547,4	120/137,0	14,2
1	826,8	1,581	16,02	2,014	88,00	436,9	109,50	543,7	160/189,0	18,1
2	822,2	1,581	16,02	2,014	88,00	436,9	109,50	543,7	160/189,0	18,1

Tabelle 3.6: Ergebnisse der Stahlprüfung, Balken B II

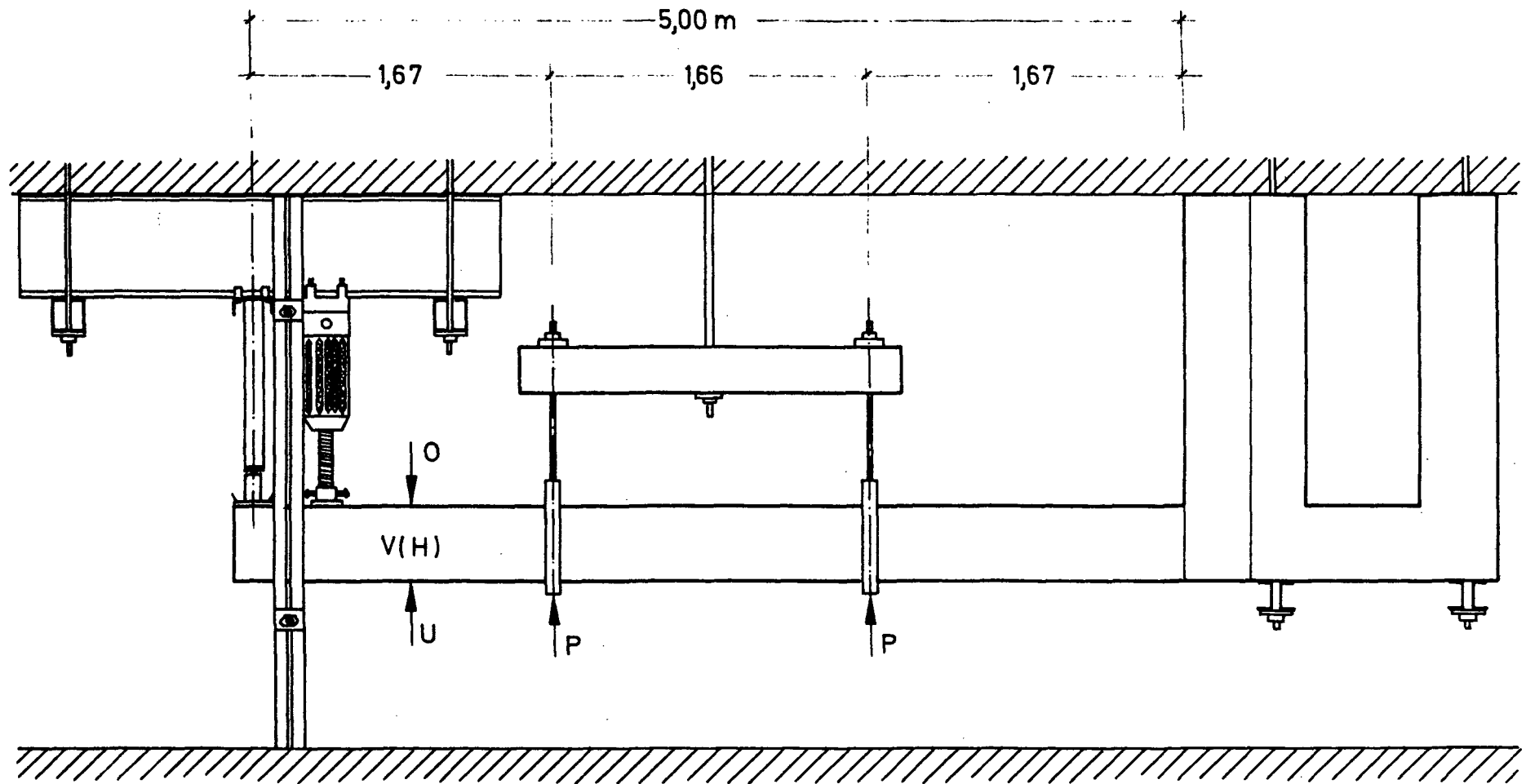


Bild 4.1: Versuchseinrichtung

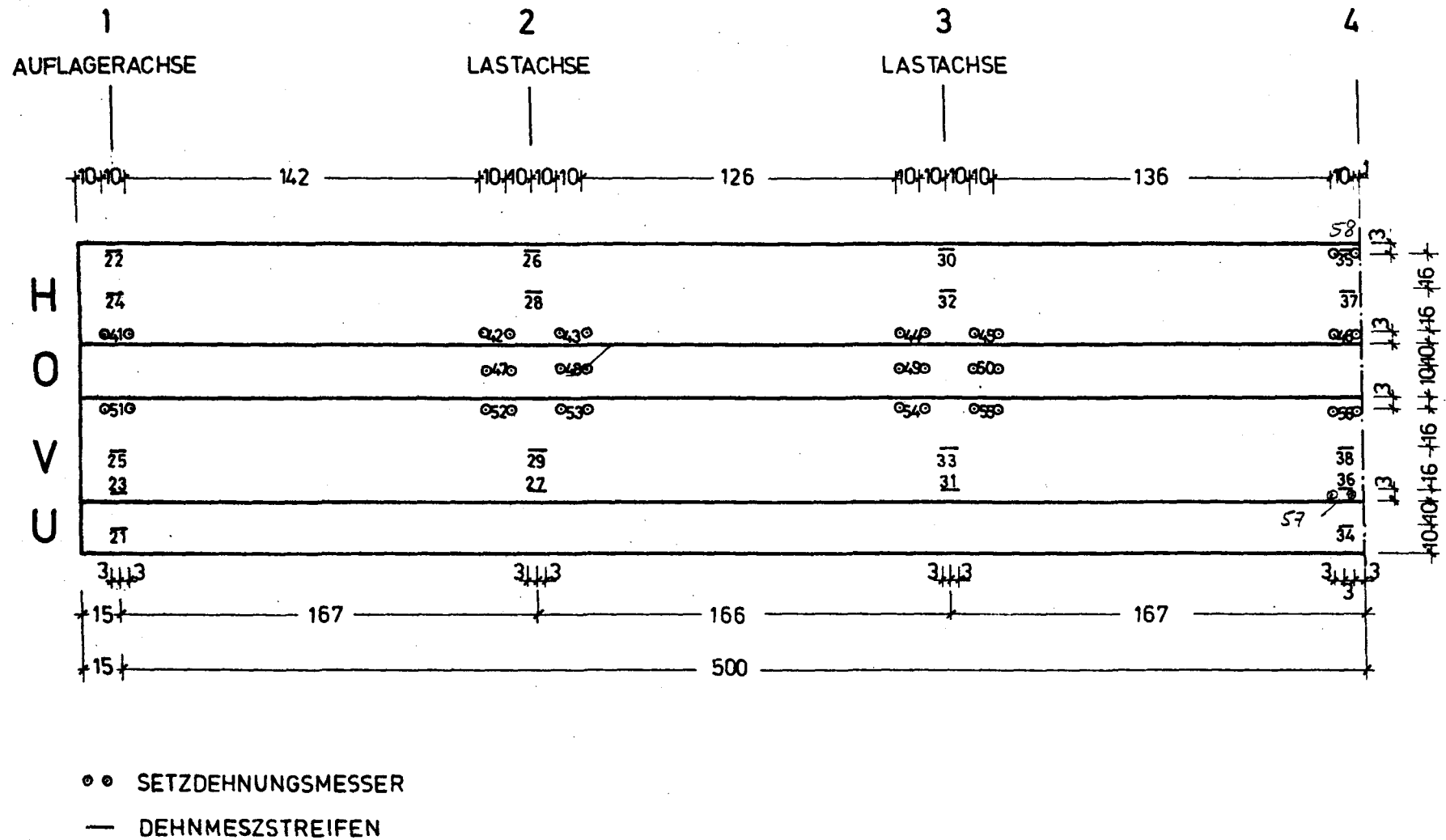


Bild 4.2: Äußere Meßstellen des Balkens B I

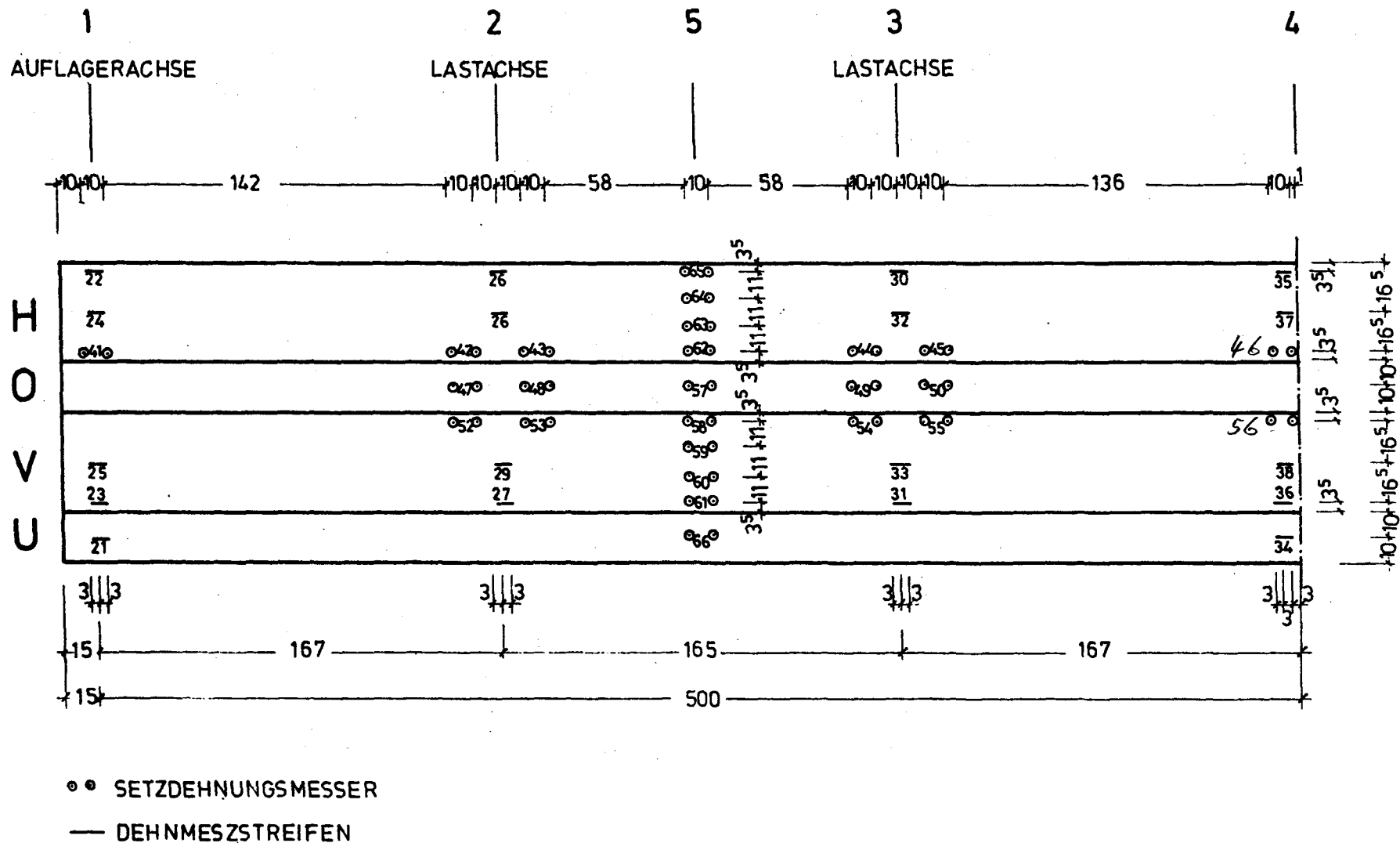


Bild 4.3: Äußere Meßstellen des Balkens B II

ANORDNUNG DER INNEREN MESSPUNKTE

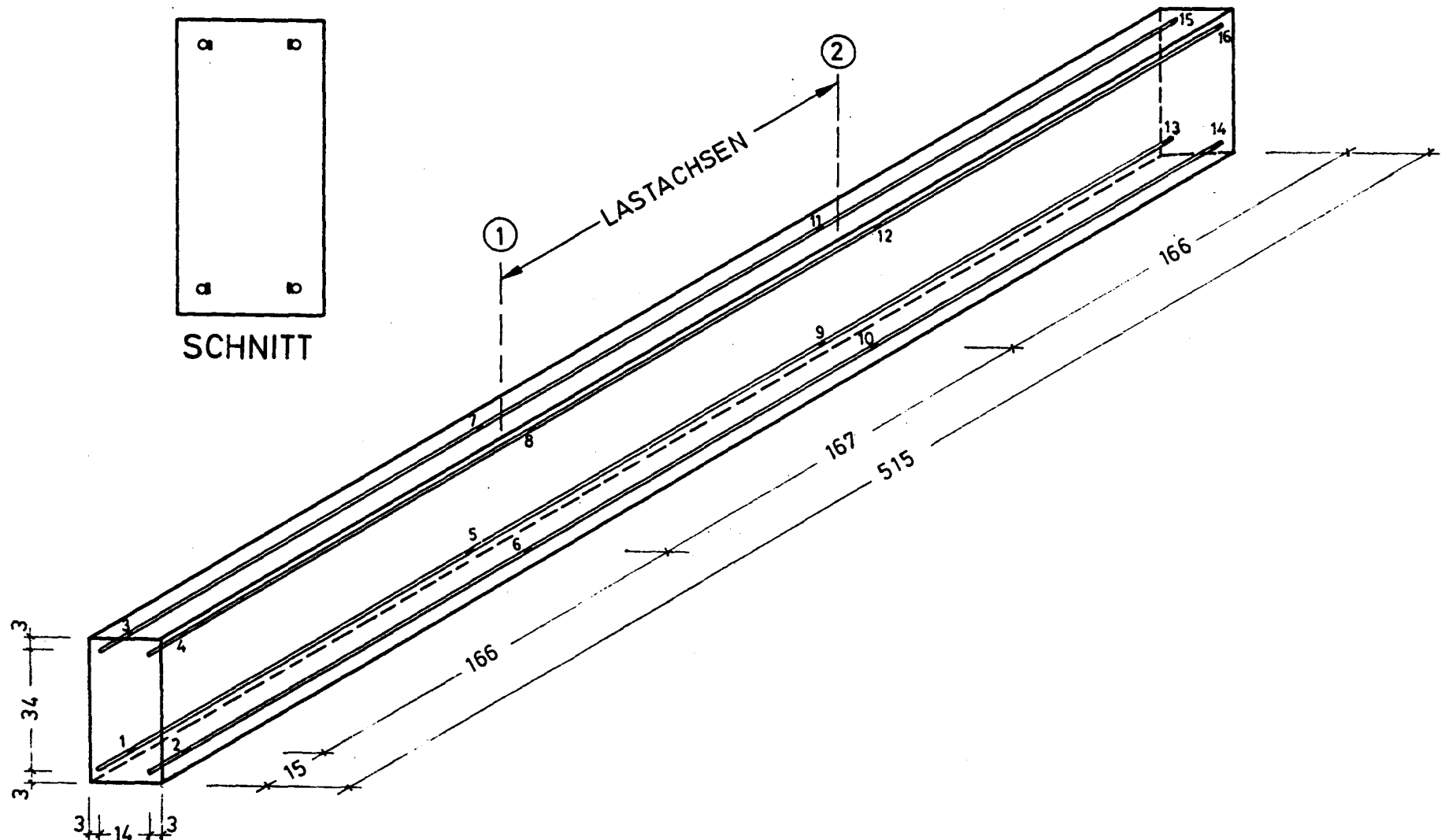


Bild 4.4 Anordnung der inneren Dehnmeßstreifen

Balken B I				Balken B II			
Last- stufe	P	$\frac{P}{\text{zul } P}$	Bemerkungen	Last- stufe	P	$\frac{P}{\text{zul } P}$	Bemerkungen
-	kN	-	-	-	kN	-	-
1	7,5	0,21		1	5	0,14	
2	15,0	0,42		2	10	0,28	
3	22,5	0,63		3	15	0,42	
4	30,0	0,84		4	20	0,56	
5	35,6	1	zul P	5	25	0,70	
6	35,6+Δ	1 + Δ	Auflagerversch.	6	30	0,84	
7	$P_O=39,2+\Delta$ $P_U=24,9+\Delta$	1,1+Δ 0,7+Δ	Schwell- belastung	7	35	0,98	~ zul P
8	wie LST 7	wie LST 7	nach 10 LW	8	35+Δ	0,98+Δ	Auflagerversch
9	wie LST 7	wie LST 7	nach 100 LW	9	$P_O=38,5+\Delta$ $P_U=24,5+\Delta$	1,08+Δ 0,69+Δ	Schwell- belastung
10	wie LST 7	wie LST 7	nach 1000 LW	10	wie LST 9	wie LST 9	nach 10 LW
11	wie LST 7	wie LST 7	nach 10.000 LW	11	wie LST 9	wie LST 9	nach 100 LW
12	50,0 + Δ	1,40 + Δ		12	wie LST 9	wie LST 9	n. 1000 LW
13	60,0 + Δ	1,68 + Δ		13	wie LST 9	wie LST 9	n. 10.000 LW
14	65,0 + Δ	1,82 + Δ		14	50 + Δ	1,40 + Δ	
15	70,0 + Δ	1,96 + Δ		15	55 + Δ	1,54 + Δ	
16	72,5 + Δ	2,03 + Δ		16	60 + Δ	1,69 + Δ	
17	75,0 + Δ	2,10 + Δ		17	65 + Δ	1,83 + Δ	
18	77,5 + Δ	2,17 + Δ	Bruchlast	18	70 + Δ	1,97 + Δ	
				19	76,25 + Δ	2,14 + Δ	Bruchlast

Tabelle 5.1: Zusammenstellung der Laststufen

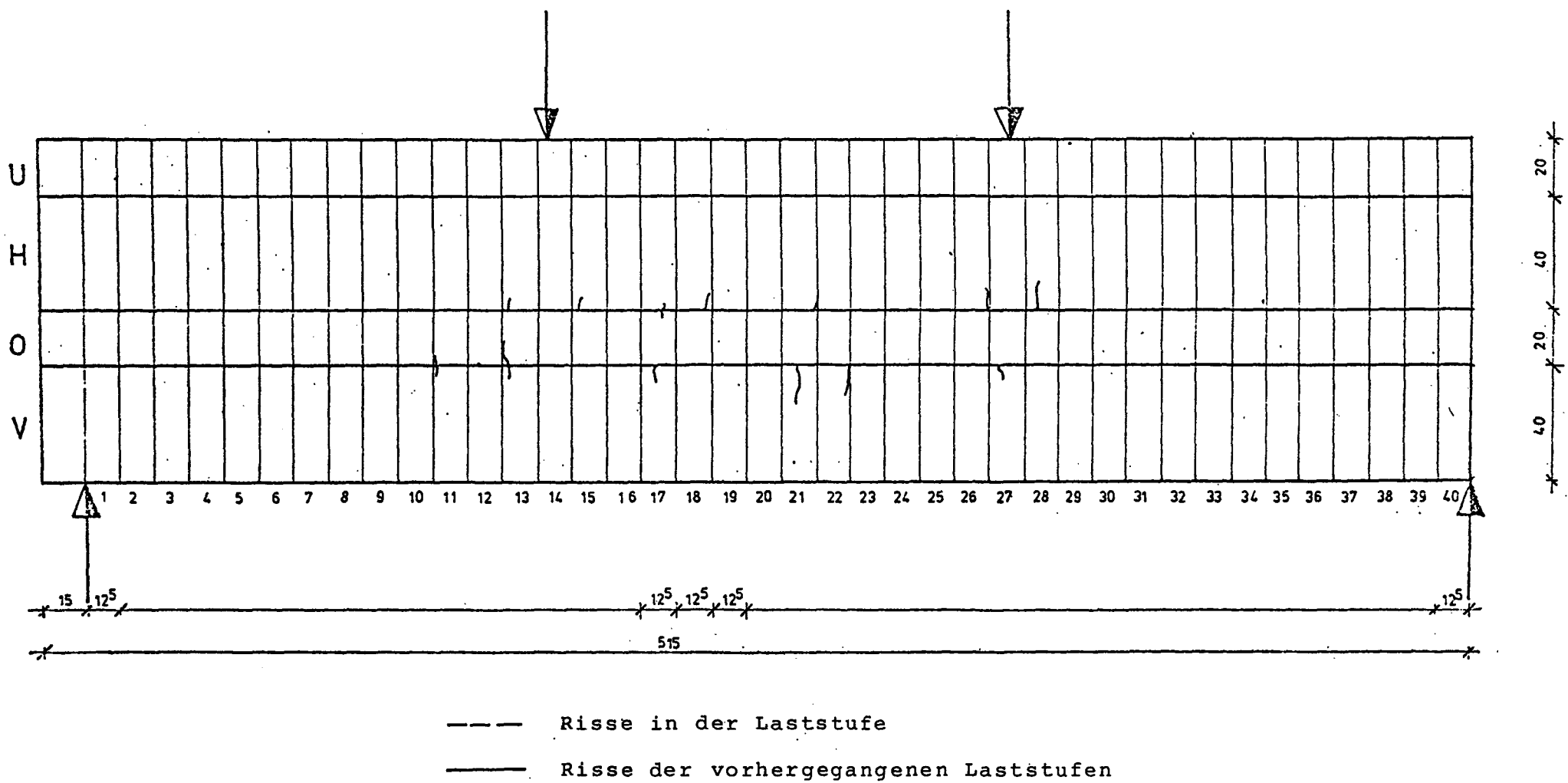


Bild 6.1 Rissbild von Balken B I in Laststufe 3

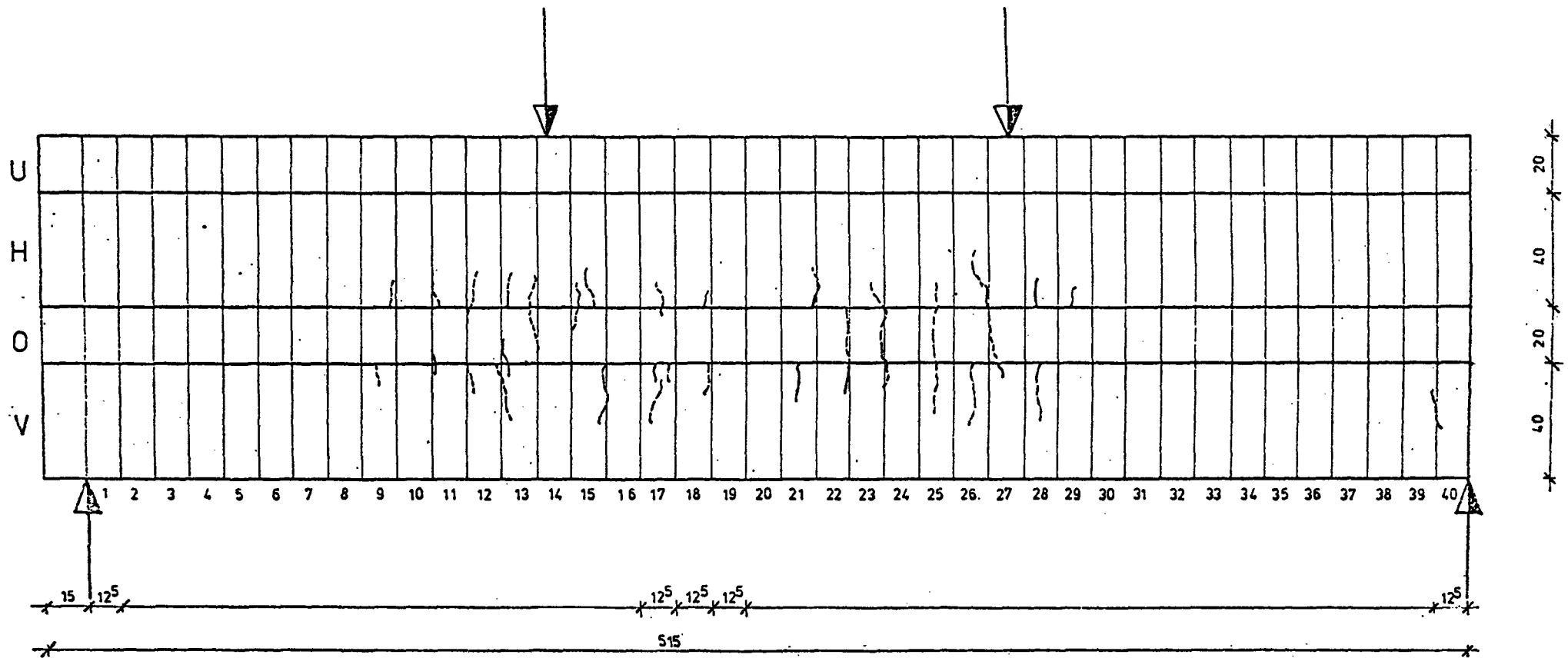


Bild 6.2 Rissbild von Balken B I in Laststufe 4

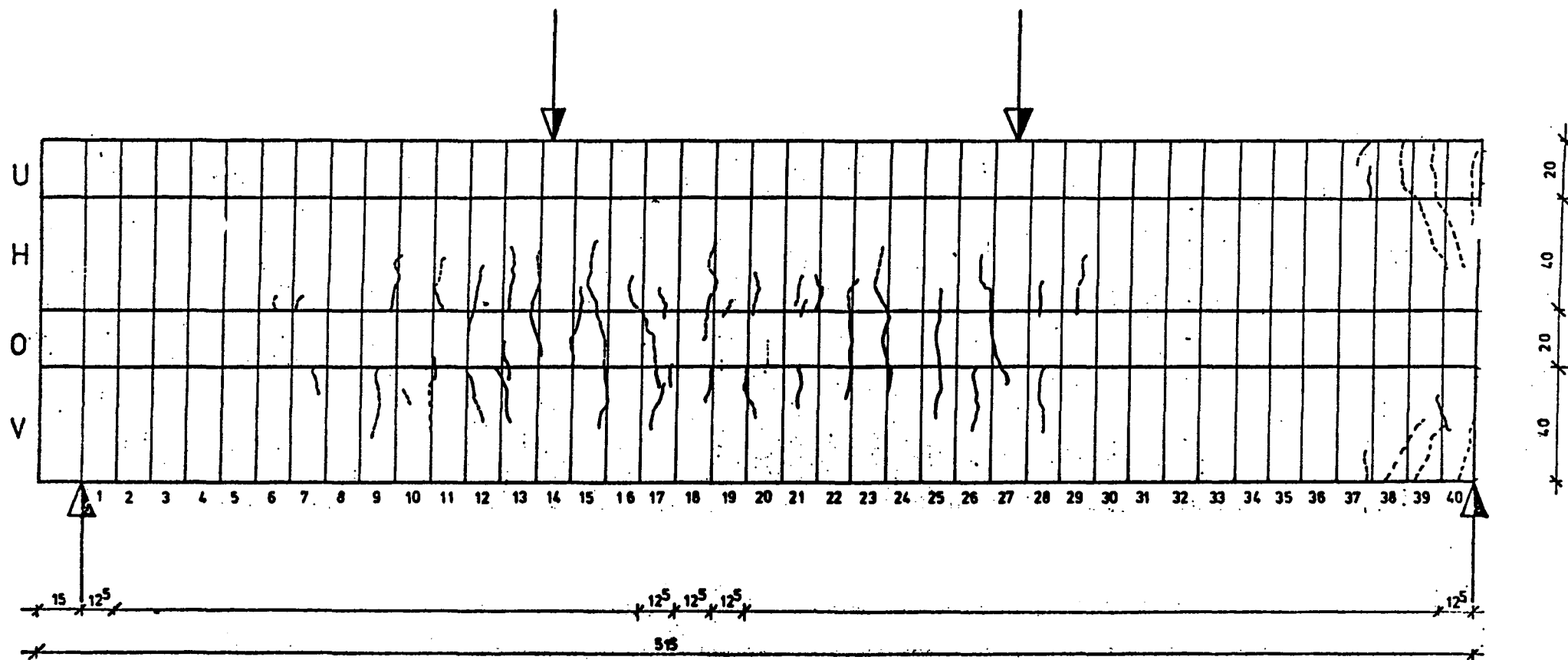


Bild 6.3 Rissbild von Balken B I in Laststufe 5

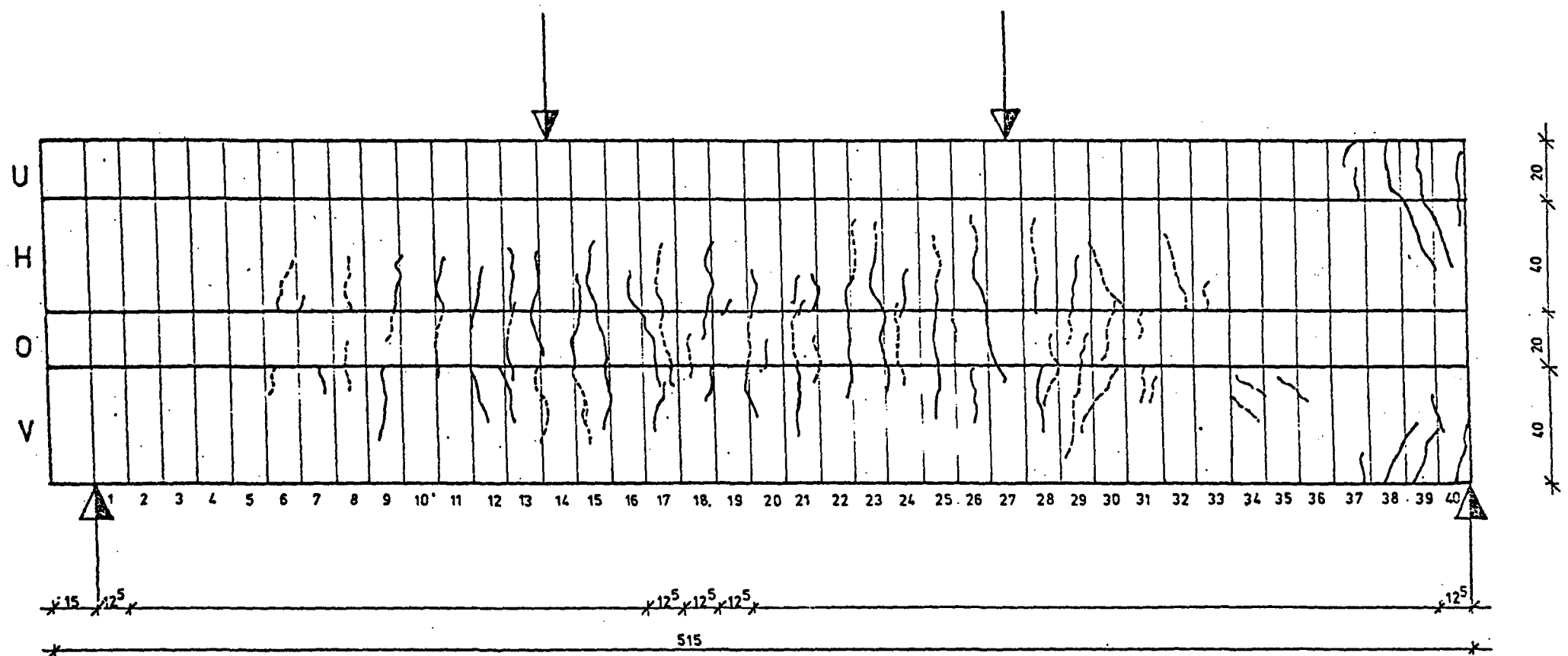


Bild 6.4 Rissbild von Balken B I in Laststufe 6

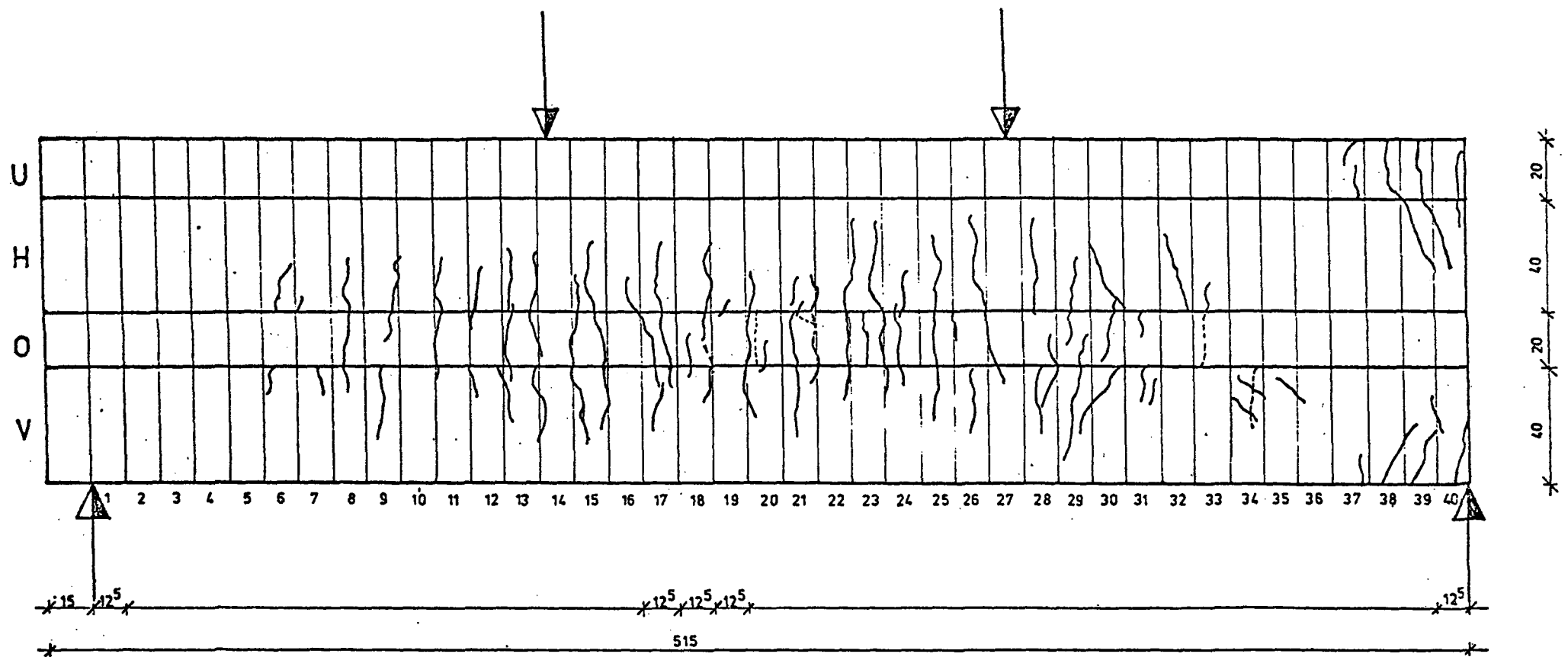


Bild 6.5 Rissbild von Balken B I in Laststufe 7

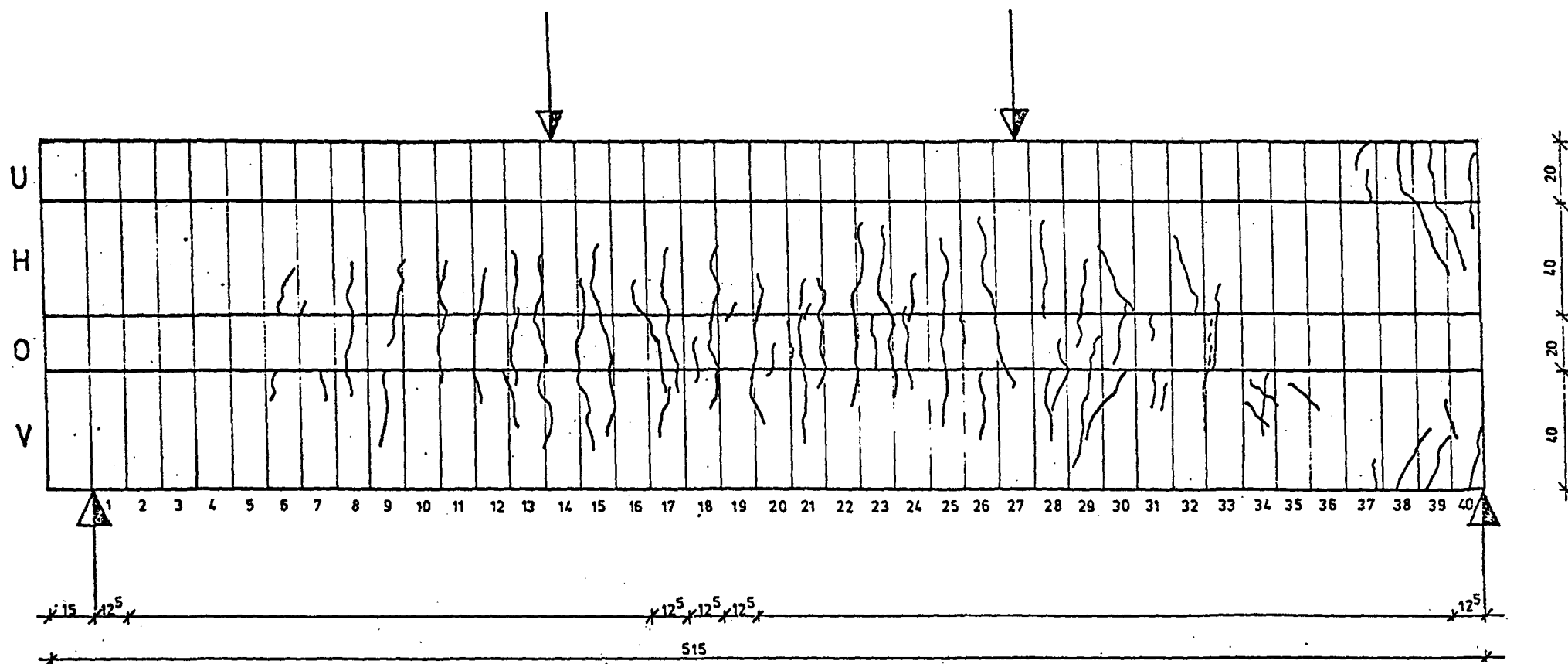


Bild 6.6 Rissbild von Balken B I in Laststufe 9

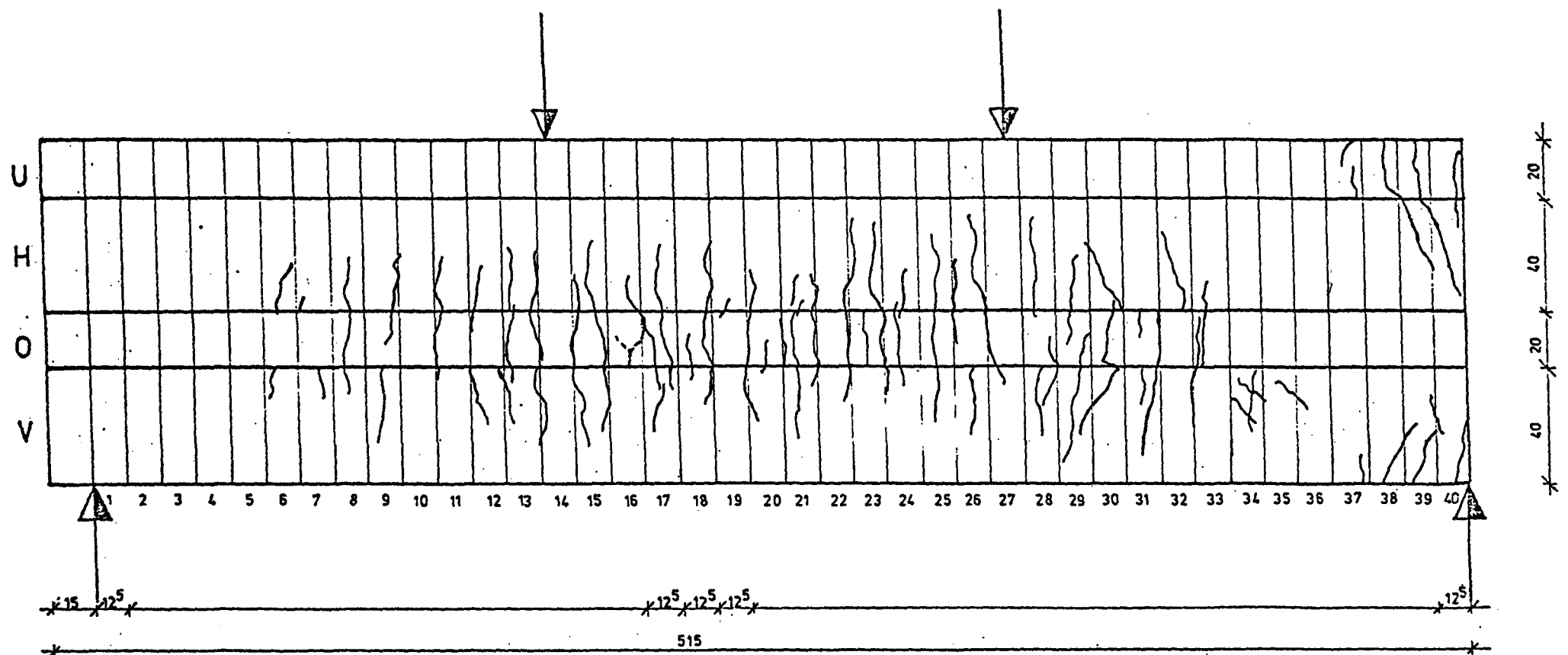


Bild 6. 7 Rissbild von Balken B I in Laststufe 10

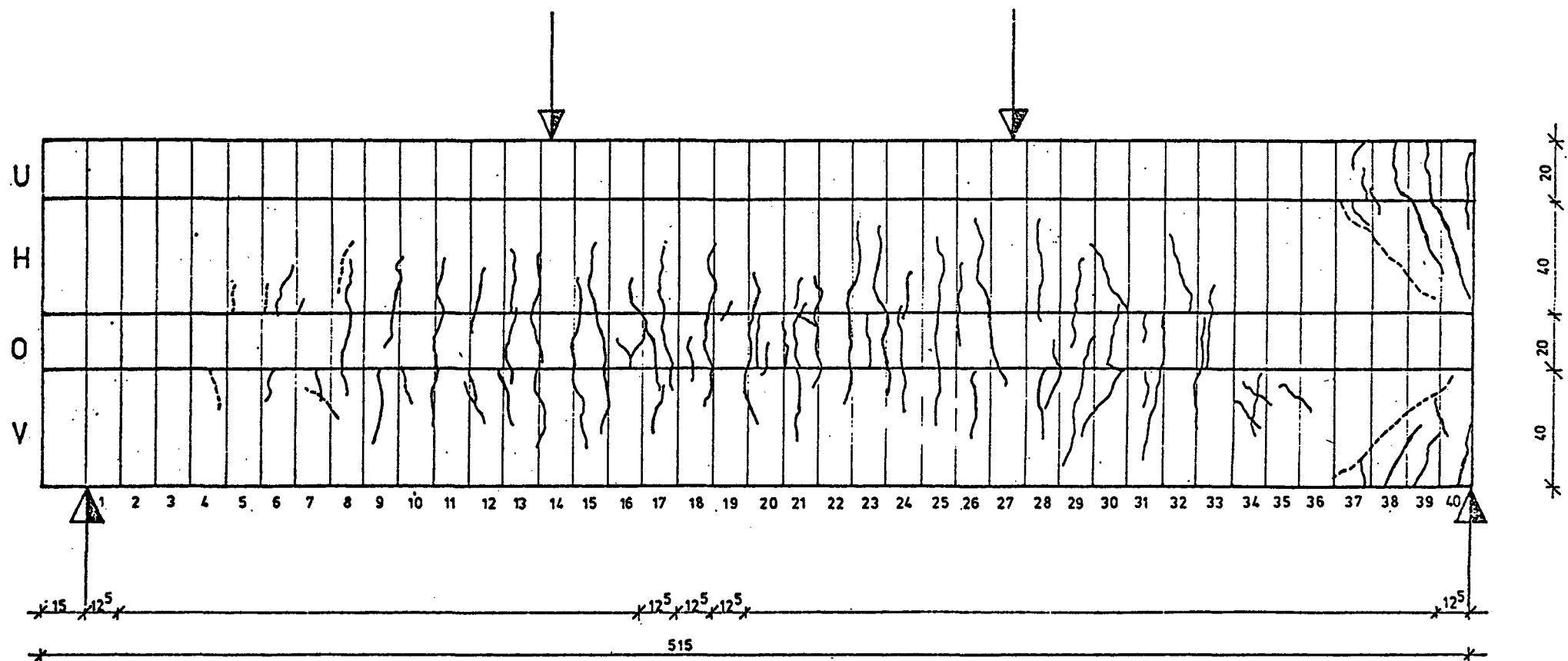


Bild 6.8 Rissbild von Balken B I in Laststufe 13

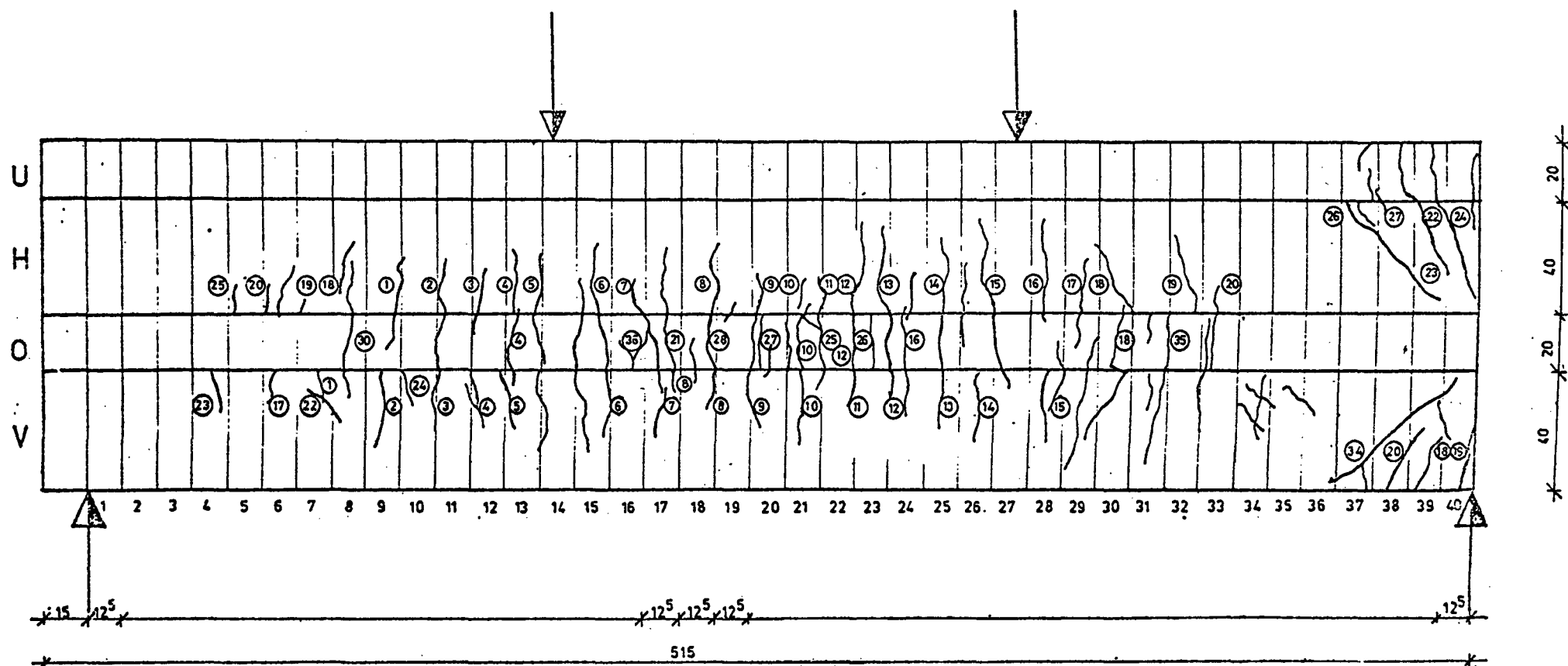


Bild 6.9 Rissbild von Balken B I in Laststufe 13 mit Angabe der Rissnummer.

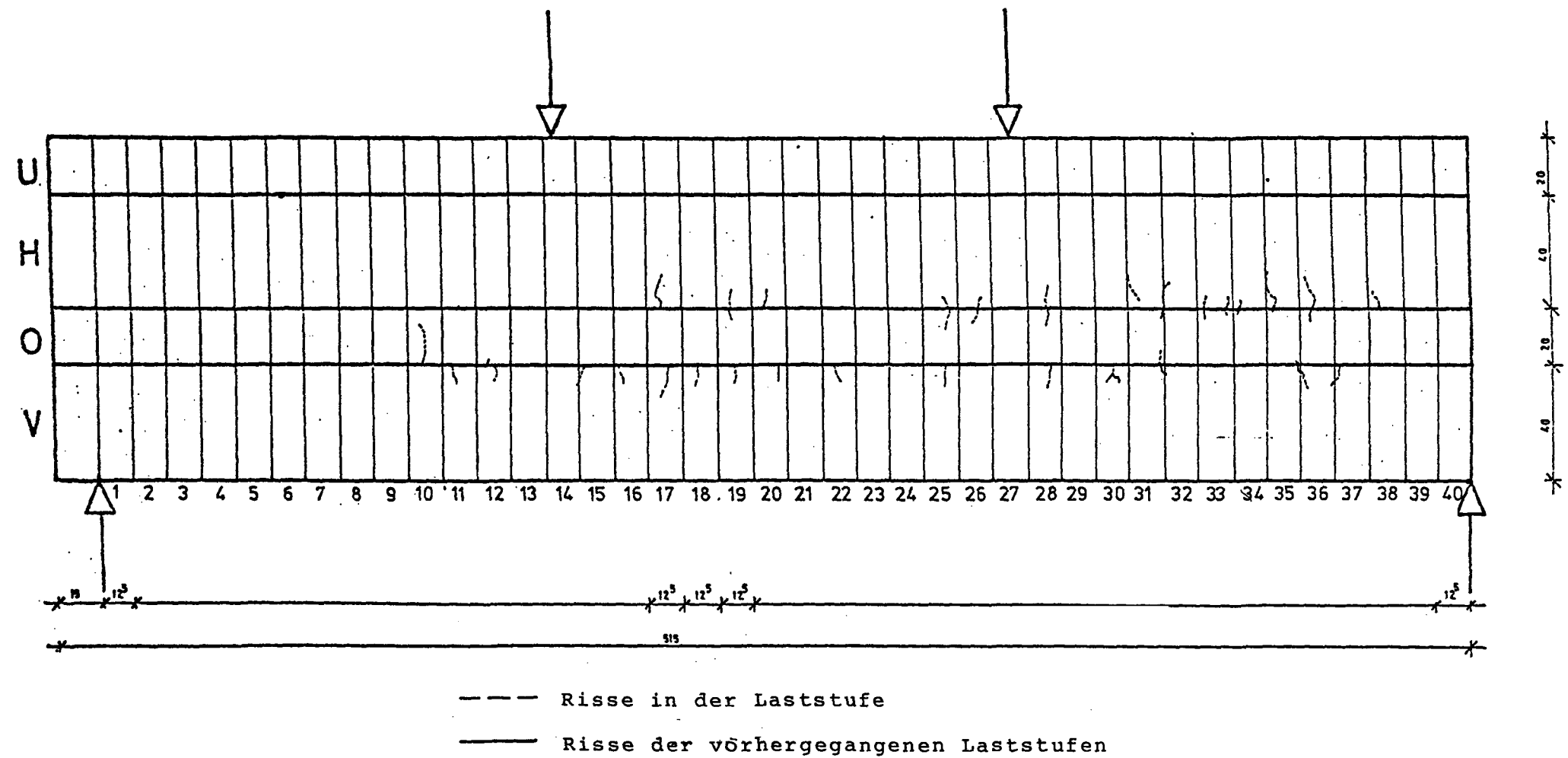


Bild 6.10 Rissbild von Balken B II in Laststufe 2

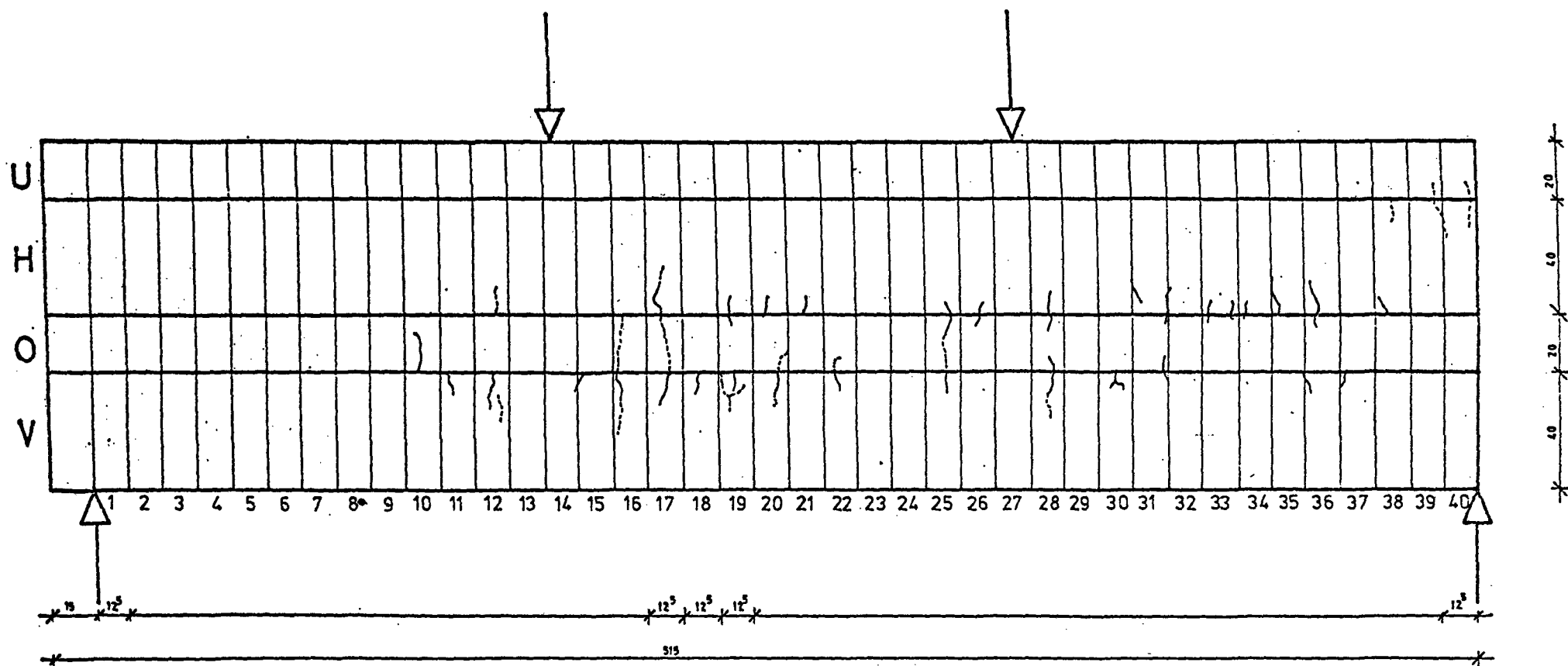


Bild 6.11 Rissbild von Balken B II in Laststufe 3

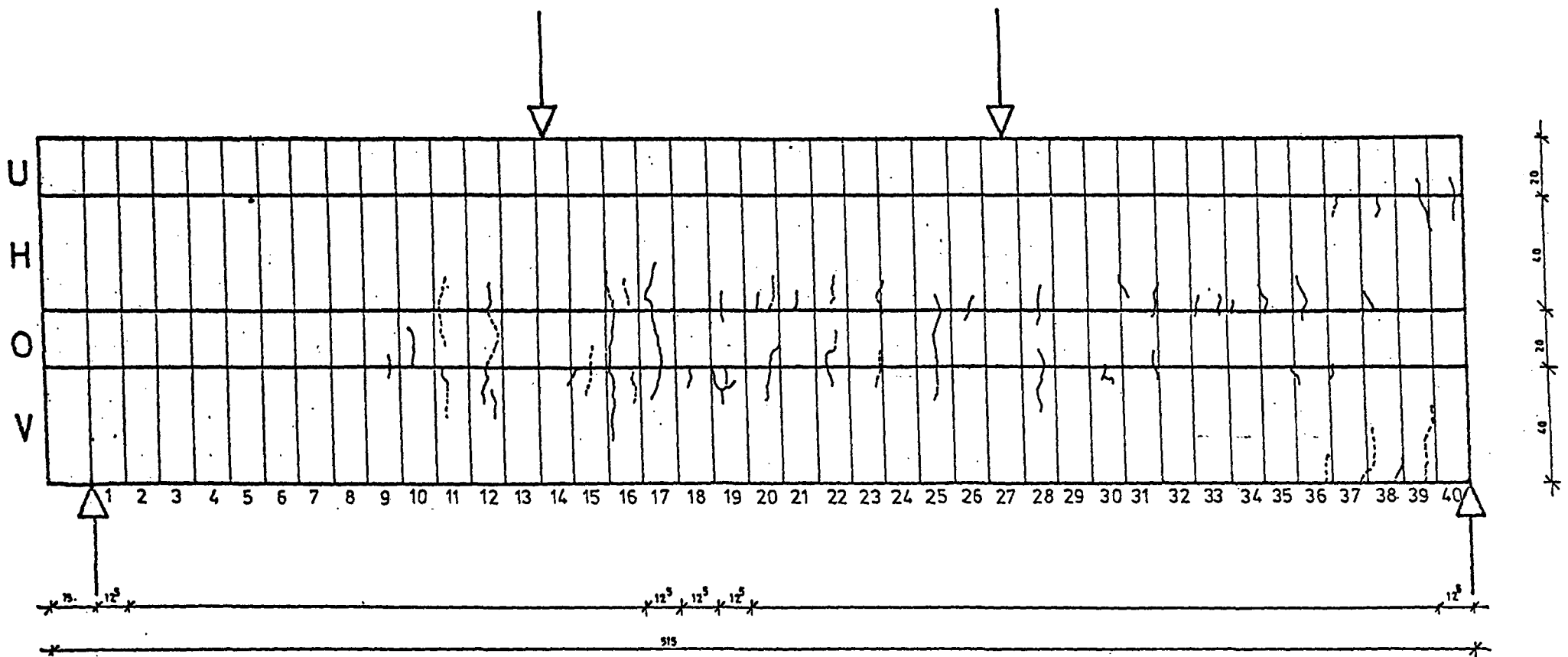


Bild 6.12 Rissbild von Balken B II in Laststufe 4

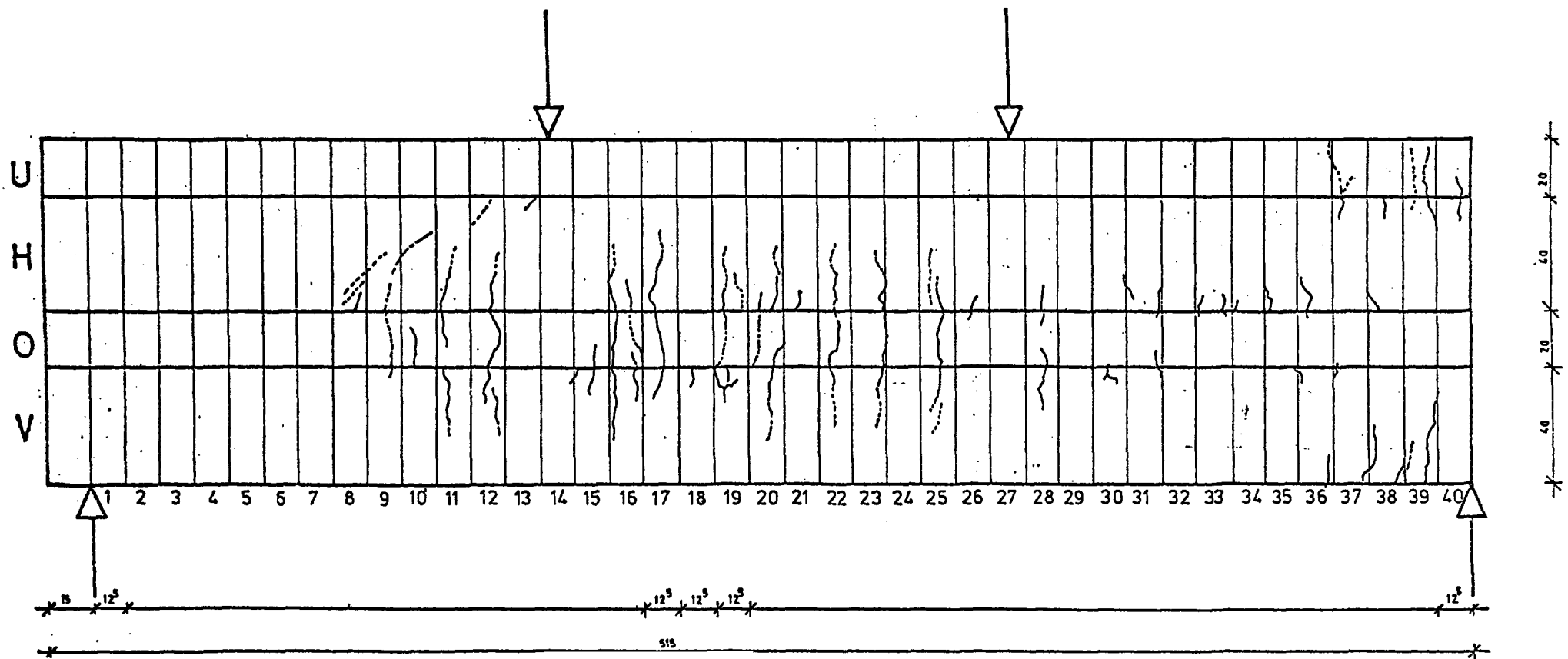


Bild 6.13 Rissbild von Balken B II in Laststufe 5

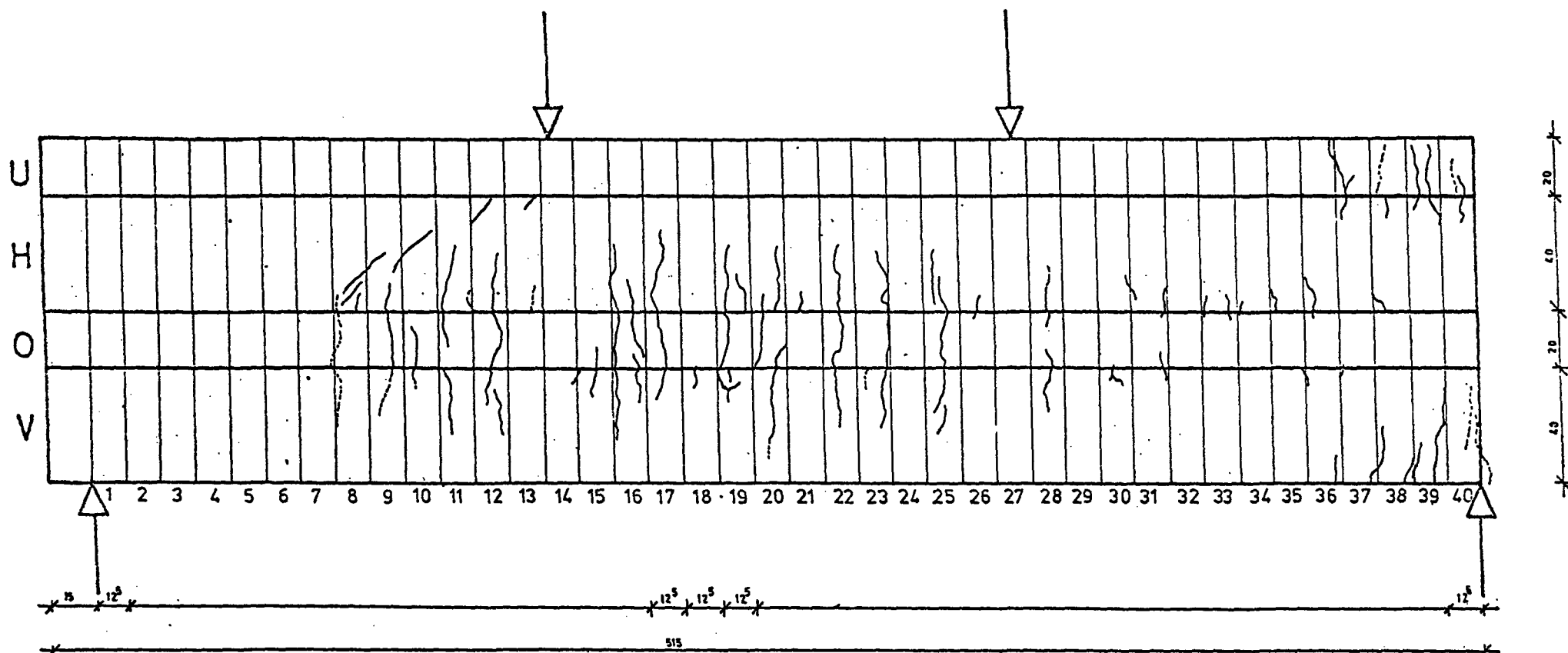


Bild 6.14 Rissbild von Balken B II in Laststufe 6

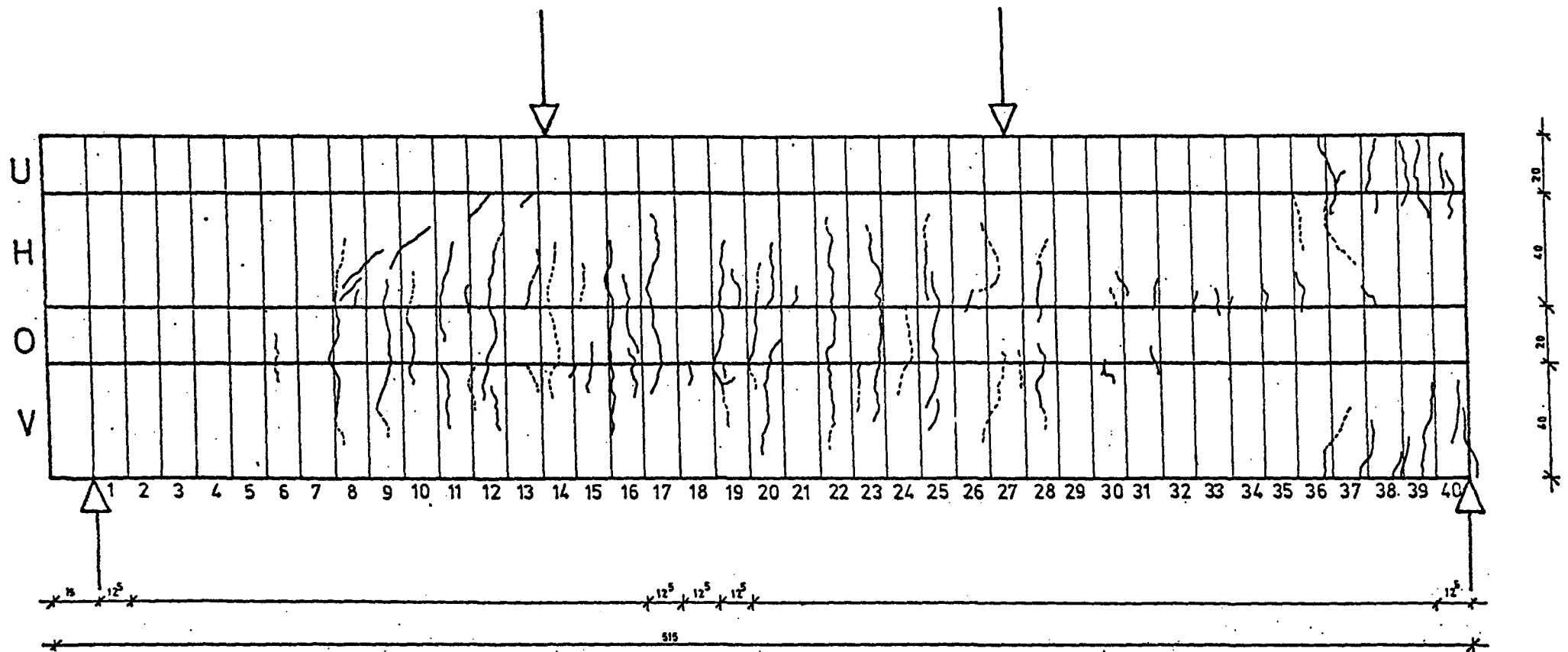


Bild 6.15 Rissbild von Balken B II in Laststufe 7

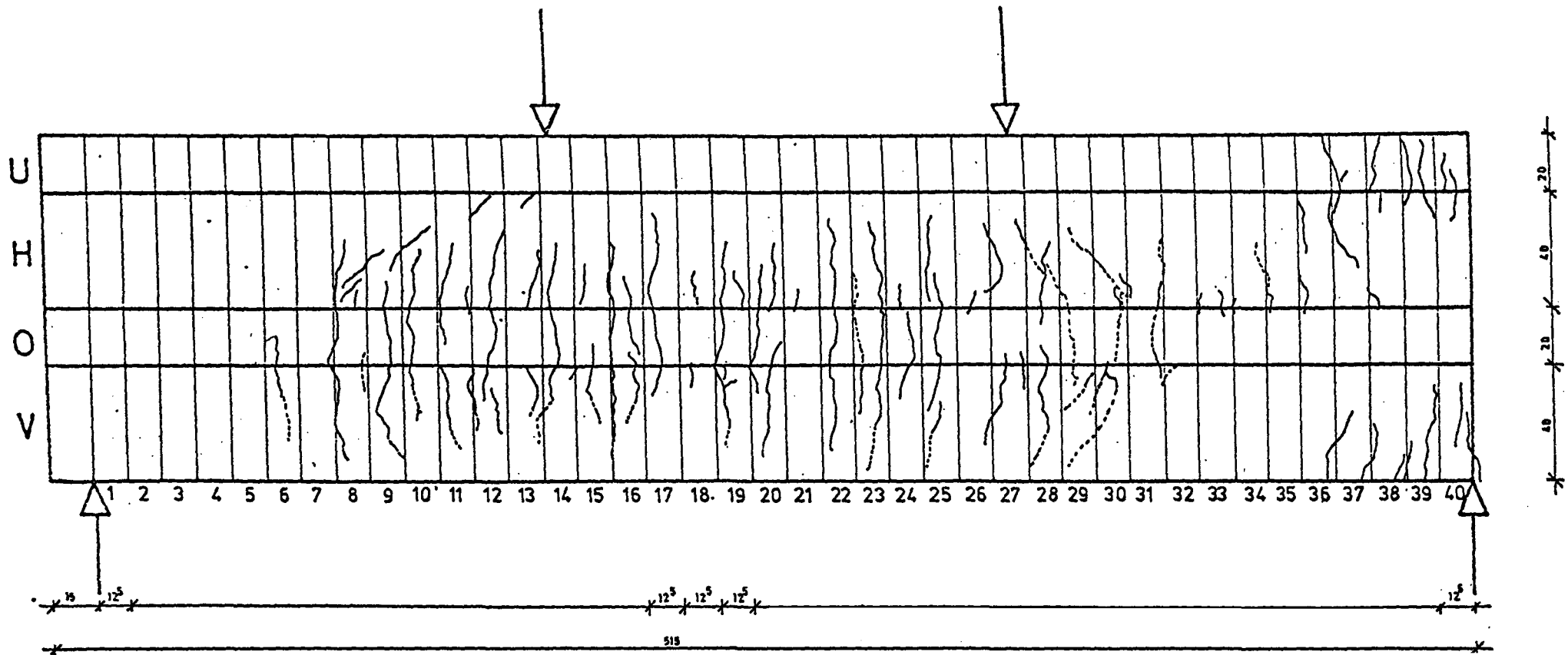


Bild 6.16 Rissbild von Balken B II in Laststufe 8

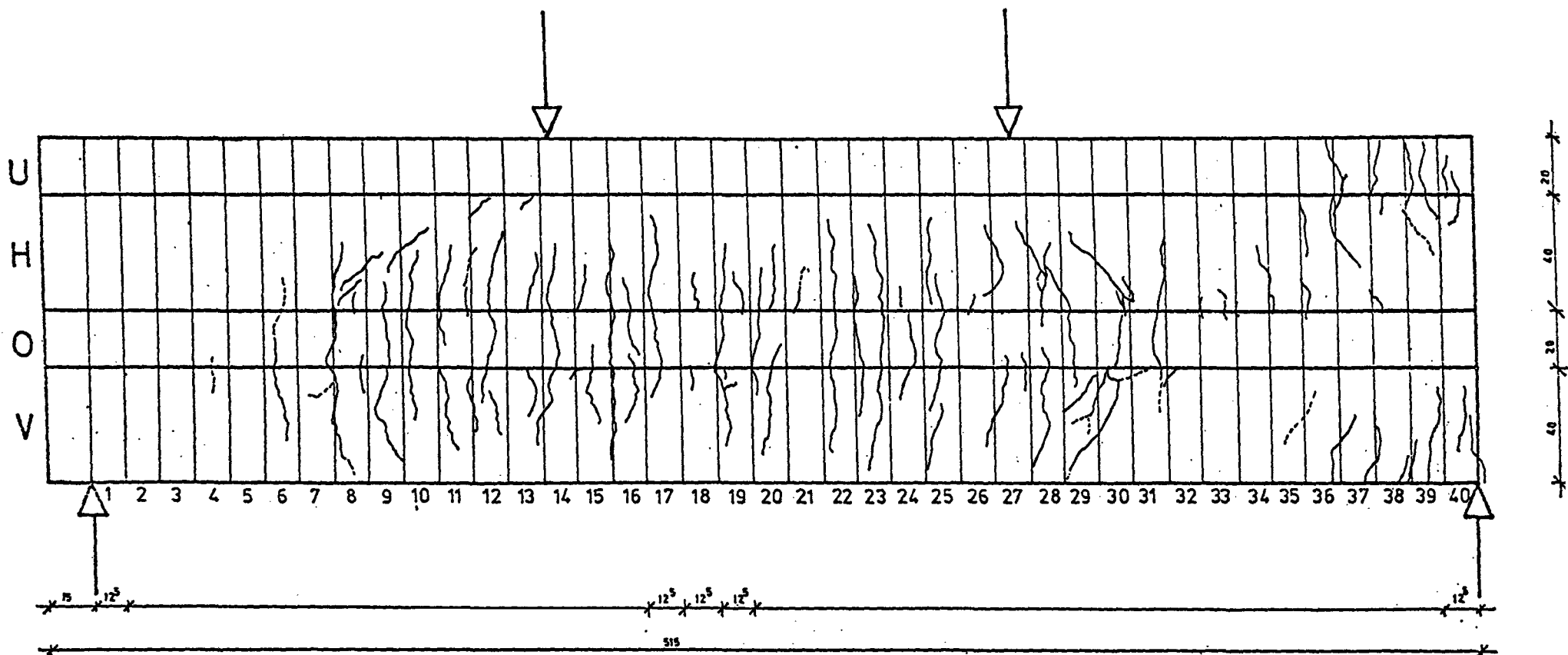


Bild 6.17 Rissbild von Balken B II in Laststufe 9

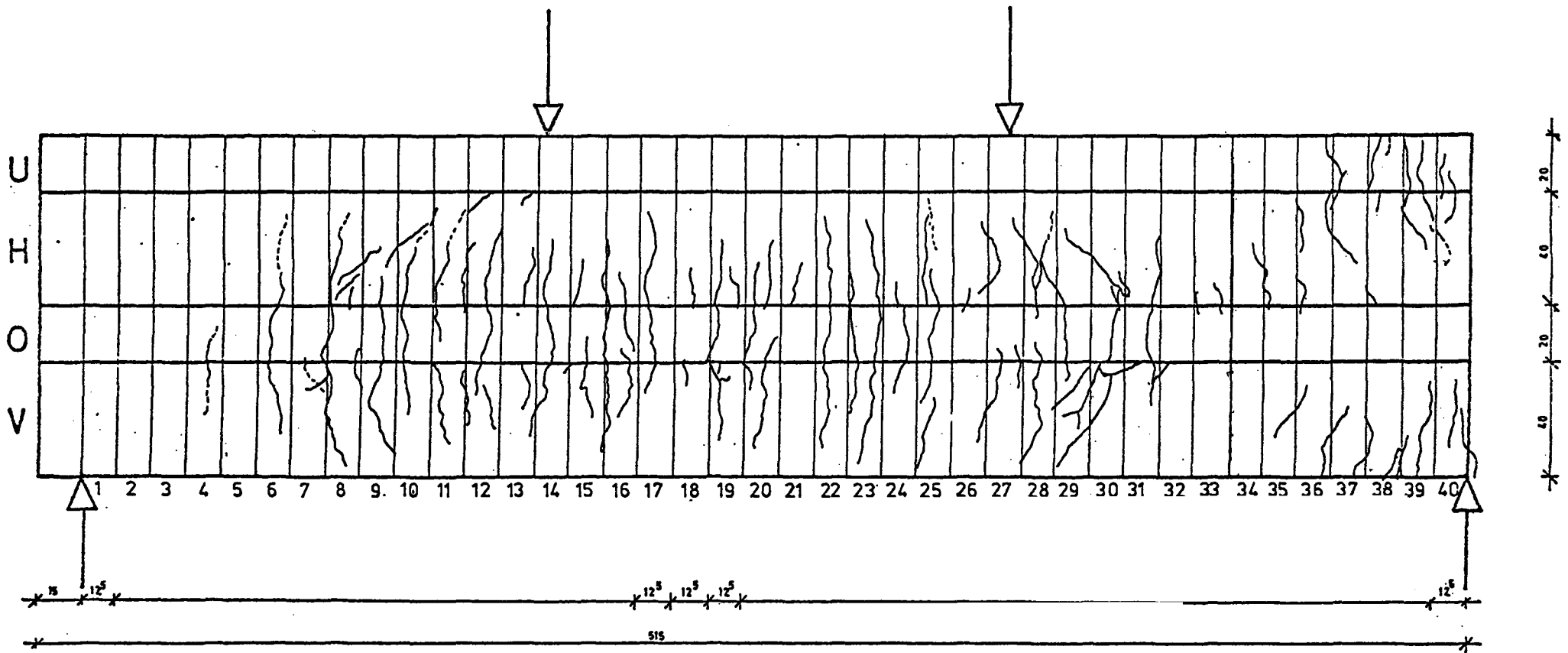


Bild 6.18 Rissbild von Balken B II in Laststufe 13

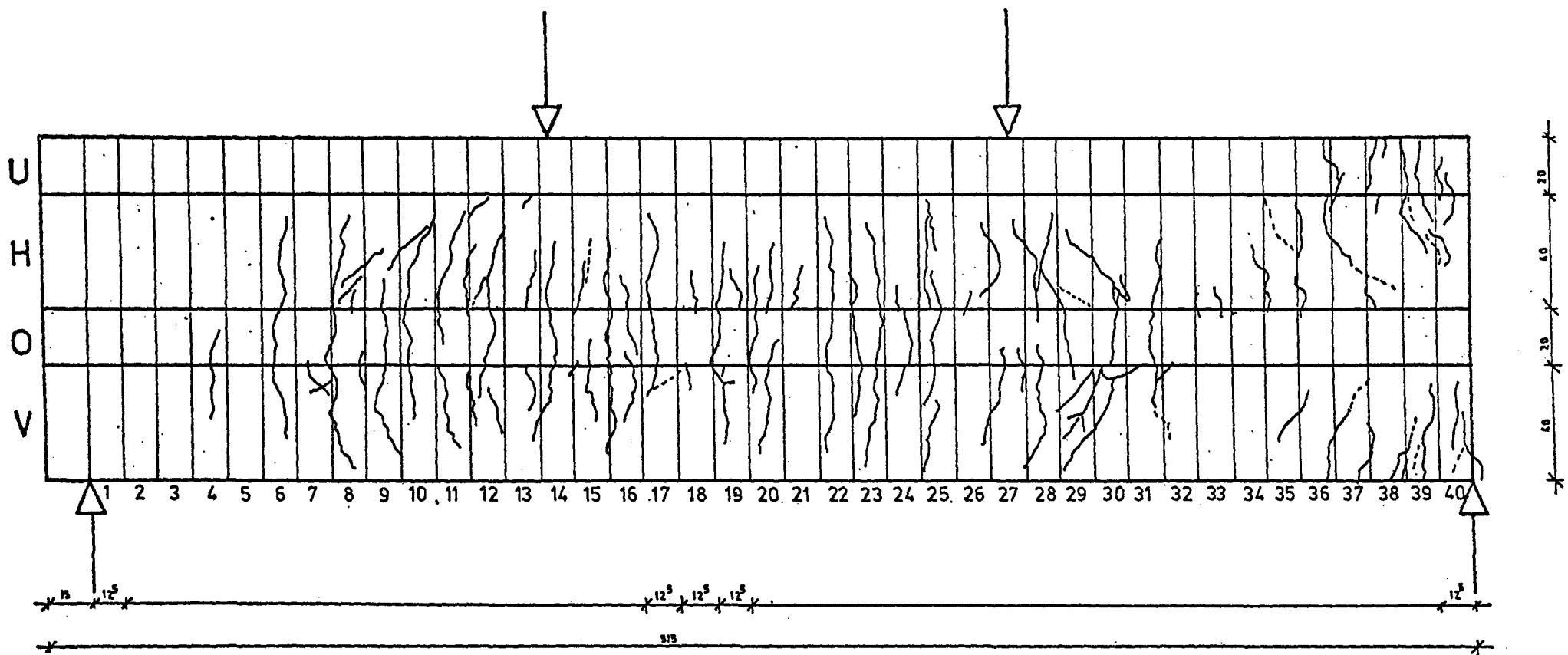


Bild 6.19 Rissbild von Balken B II in Laststufe 14

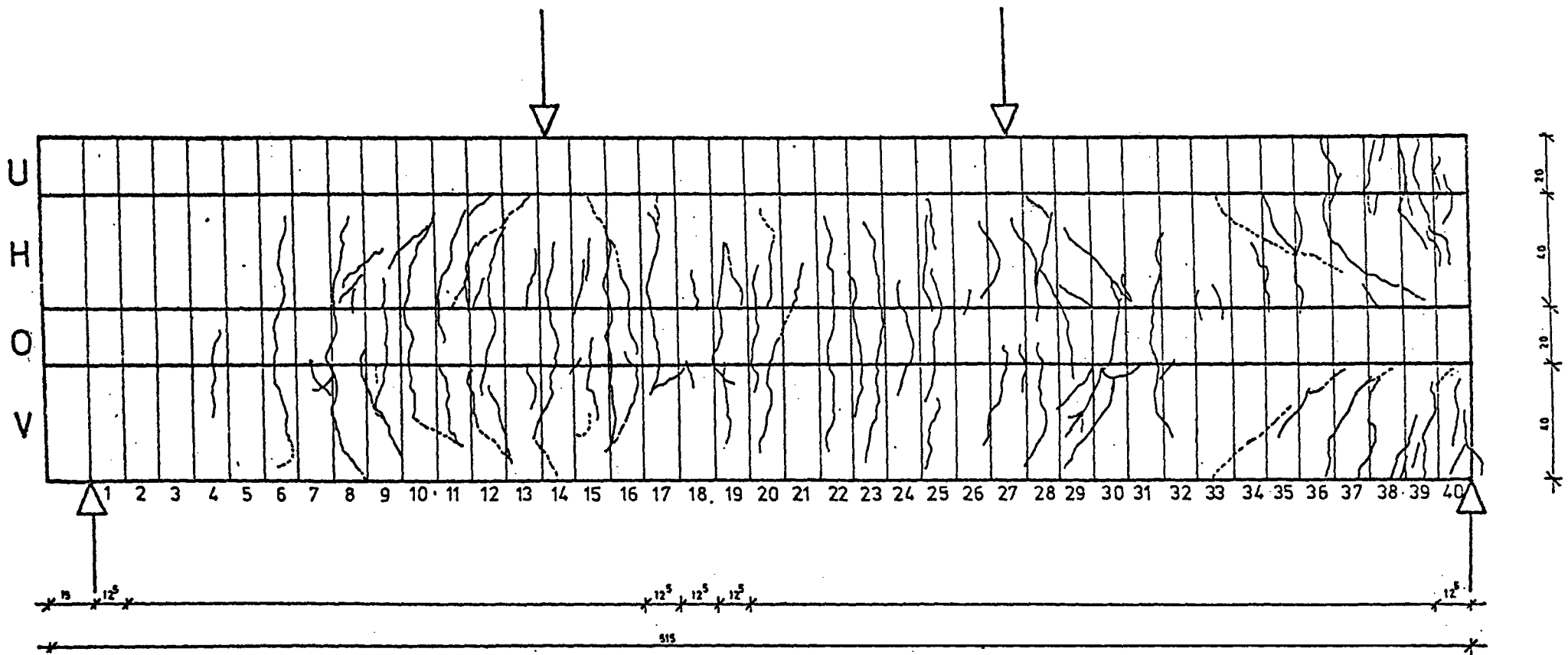


Bild 6.20 Rissbild von Balken B.II in Laststufe 16

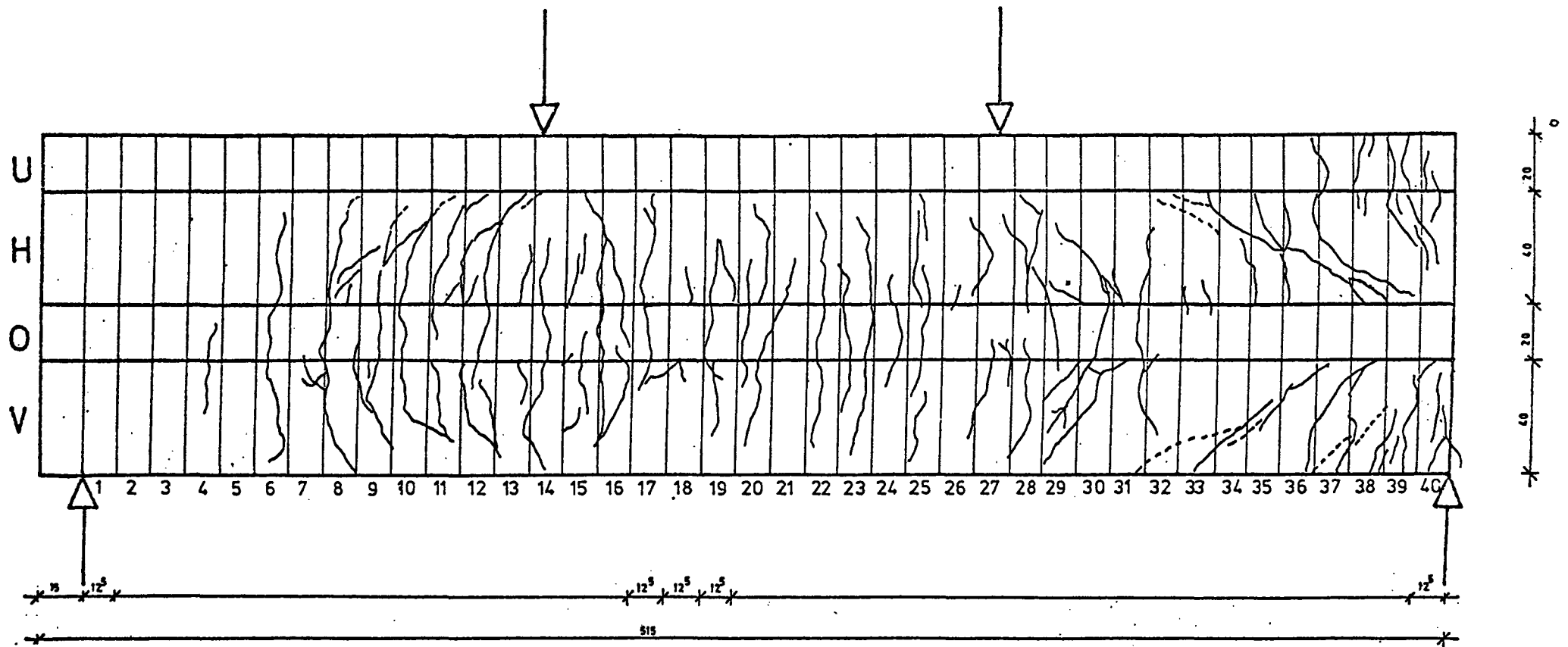


Bild 6.21 Rissbild von Balken B II in Laststufe 18

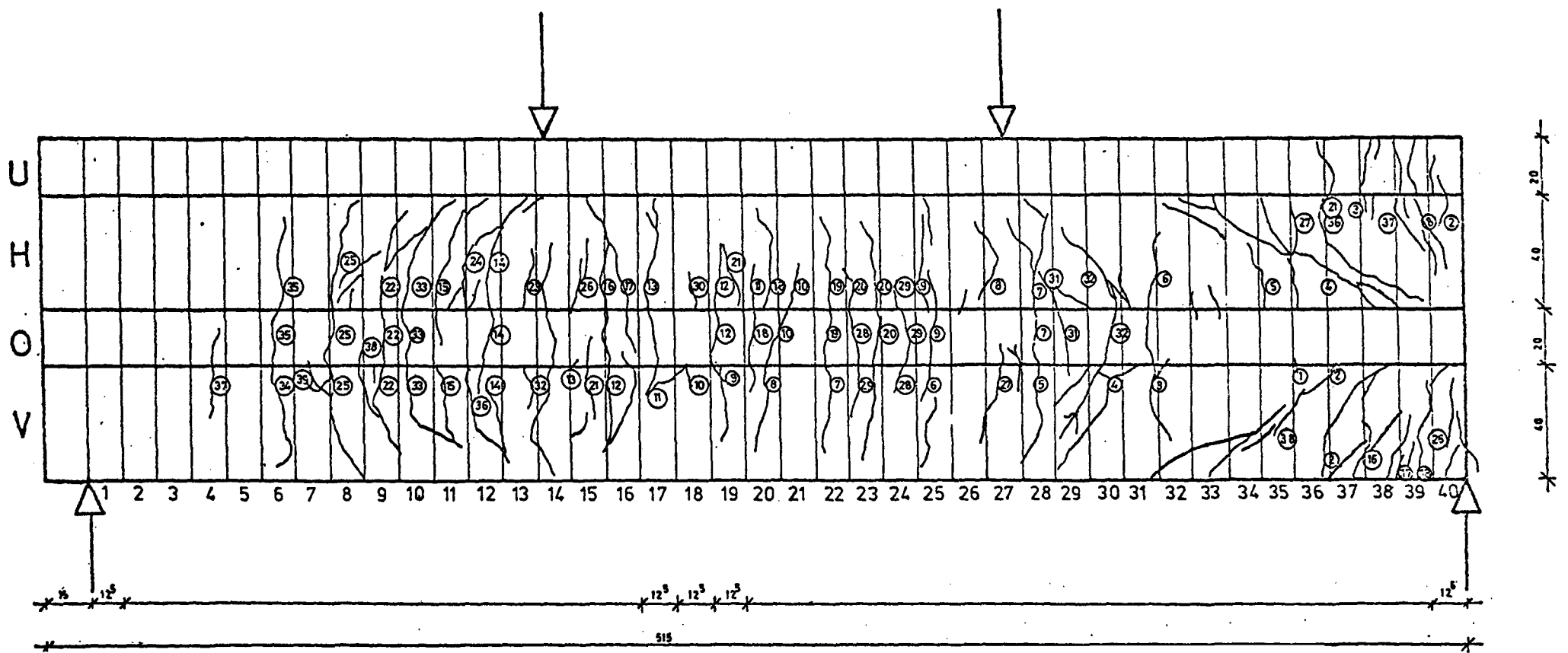


Bild 6.22 Rissbild von Balken B II in Laststufe 18 mit Angabe der Rissnummer

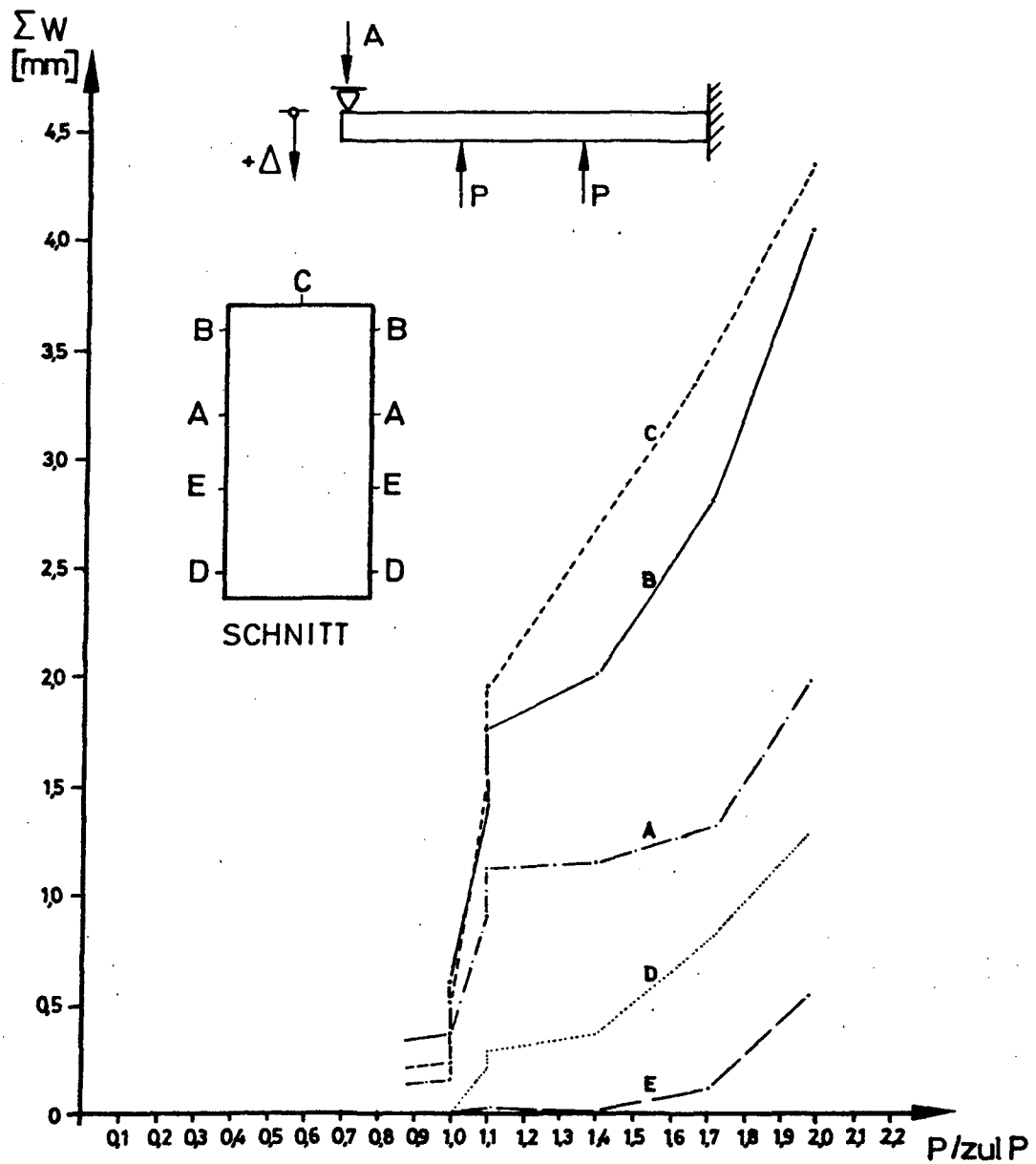


Bild 6.23: Summe der Rißbreiten von Balken B I

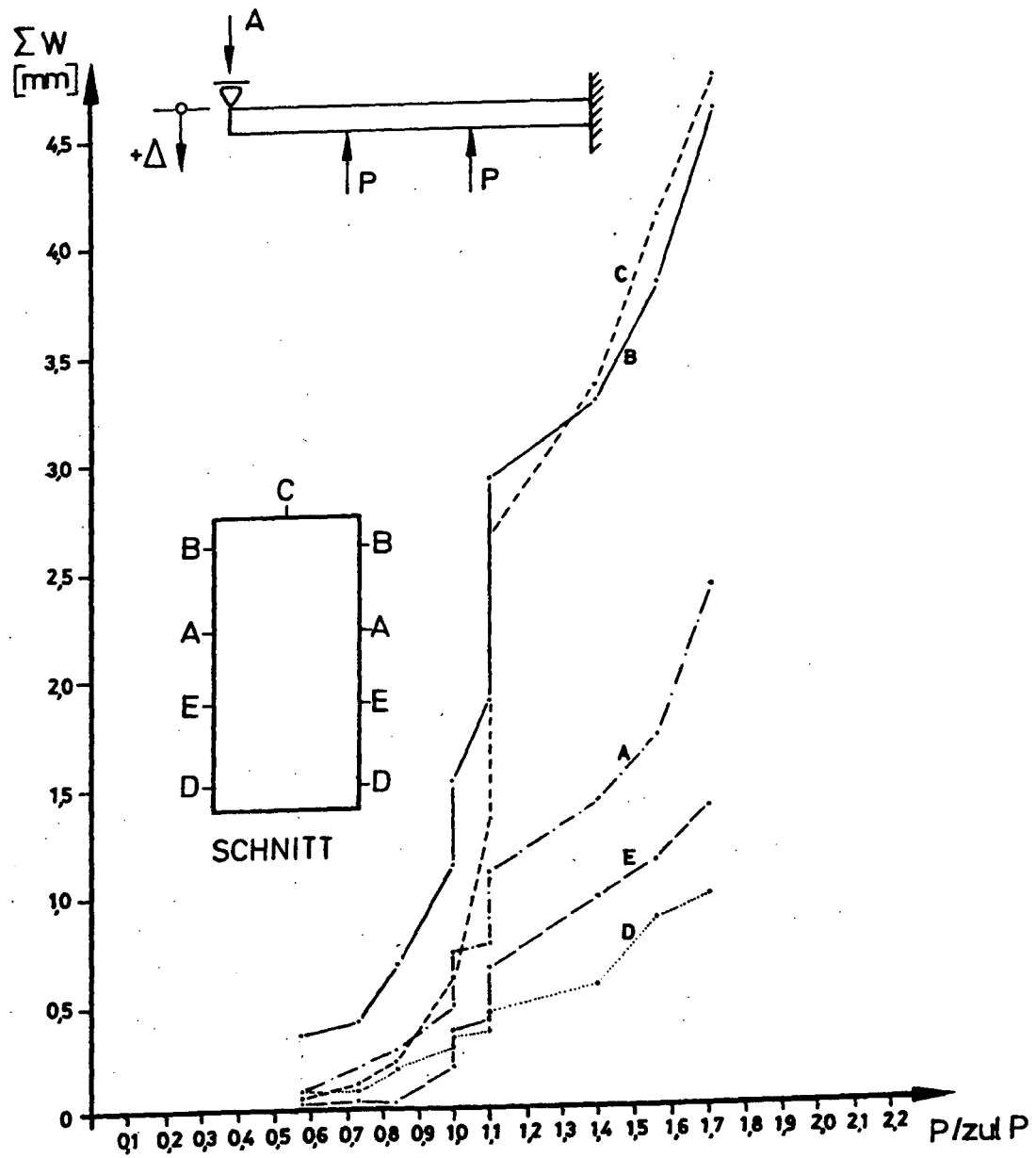
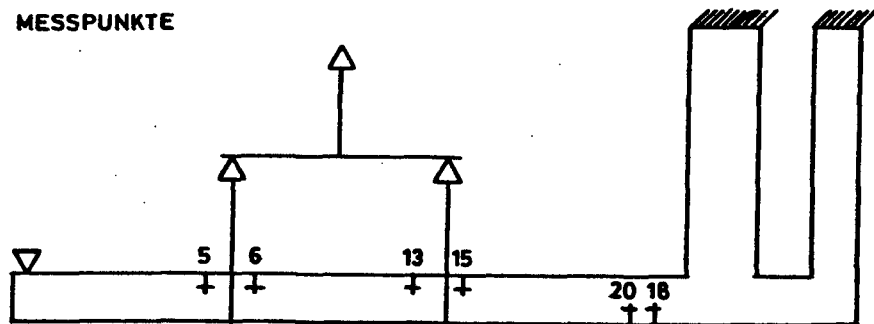


Bild 6.24: Summe der Rißbreiten von Balken B II

Belastung P [kN]	Rißbreiten [mm] bei Riß-Nr.					
	5	6	13	15	20	18
35,6	0,02	0,03	0,04	0,02		
35,6 + Δ	0,03	0,04	0,08	0,04		
39,2 + Δ	0,07	0,15	0,15	0,11	0,08	0,07
39,2 + Δ + 100 LW	0,09	0,16	0,16	0,13	0,10	0,09
39,2 + Δ + 1000 LW	0,10	0,17	0,12	0,12	0,10	0,09
39,2 + Δ + 10.000 LW	0,09	0,14	0,11	0,09	0,10	0,10
50,0 + Δ	0,13	0,18	0,18	0,13	0,11	0,10
60,0 + Δ	0,13	0,24	0,21	0,14	0,14	0,09
70,0 + Δ	0,26	0,35	0,31	0,24	0,21	0,22

MESSPUNKTE

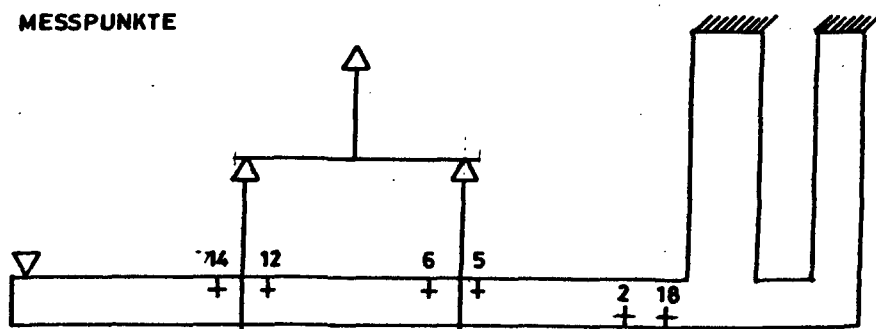


ANSICHT

Tabelle 6.1: Entwicklung der Rißbreiten ausgewählter Risse des Balkens B I

Belastung P [kN]	Rißbreiten [mm] bei Riß-Nr.					
	14	12	6	5	2	18
20,0	0,01	0,07	0,04	0,02	0,02	0,01
25,0	0,02	0,07	0,04	0,02	0,02	0,01
30,0	0,06	0,09	0,08	0,03	0,05	0,04
35,0	0,06	0,10	0,10	0,04	0,06	0,06
35,0 + Δ	0,07	0,09	0,12	0,08	0,08	0,06
38,5 + Δ	0,08	0,11	0,13	0,08	0,09	0,07
38,5 + Δ + 10 LW	0,09	0,11	0,12	0,09	0,08	0,06
38,5 + Δ + 1000 LW	0,12	0,10	0,14	0,11	0,08	0,06
38,5 + Δ + 10.000 LW	0,14	0,14	0,17	0,13	0,08	0,06
50,0 + Δ	0,16	0,18	0,17	0,13	0,10	0,07
55,0 + Δ	0,18	0,19	0,18	0,14	0,14	0,19
60,0 + Δ	0,18	0,26	0,24	0,18	0,15	0,20

MESSPUNKTE



ANSICHT

Tabelle 6.2: Entwicklung der Rißbreiten ausgewählter Risse des Balkens B II

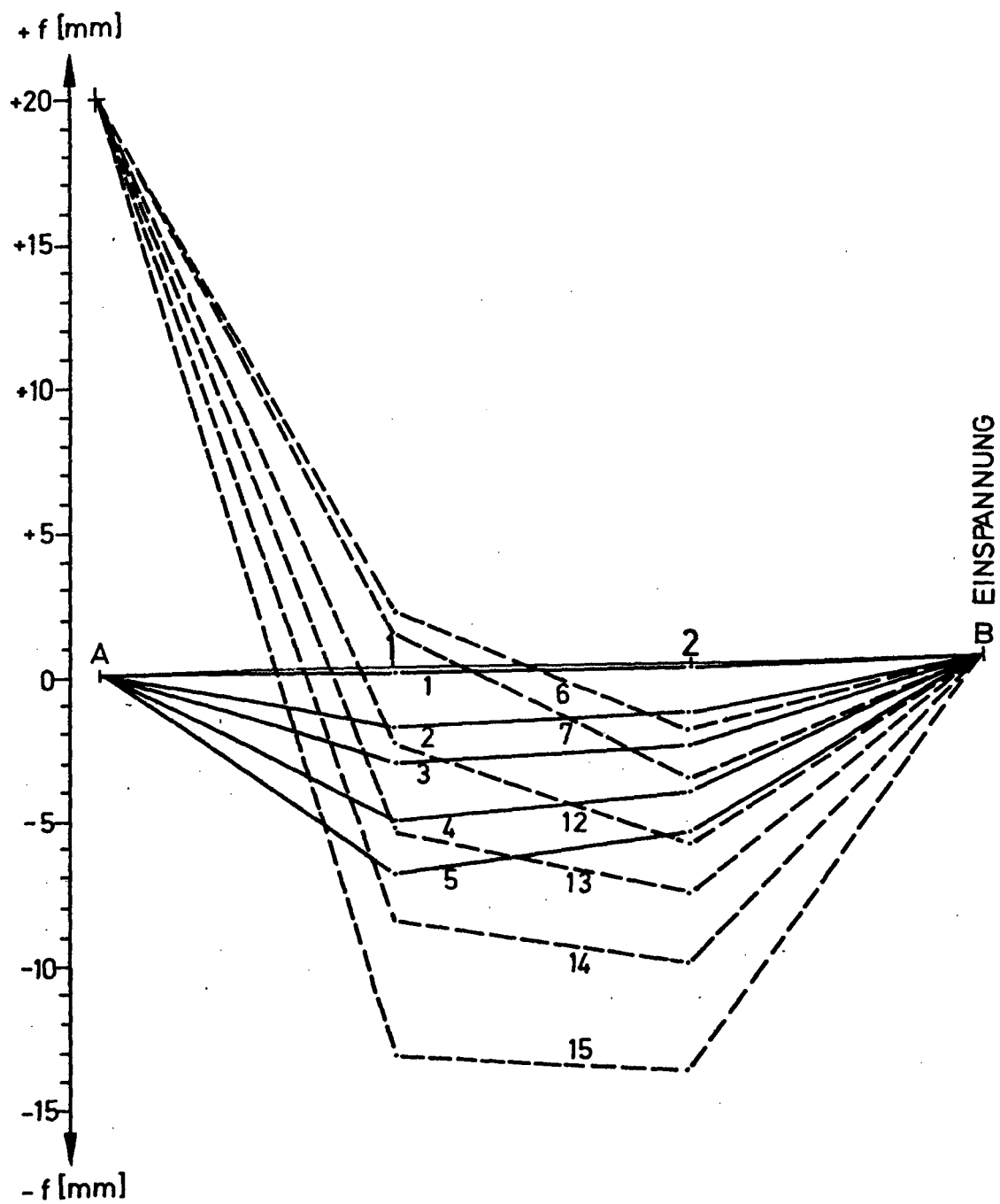


Bild 6.25: Durchbiegungen von Versuchsbalken B I unter verschiedenen Laststufen

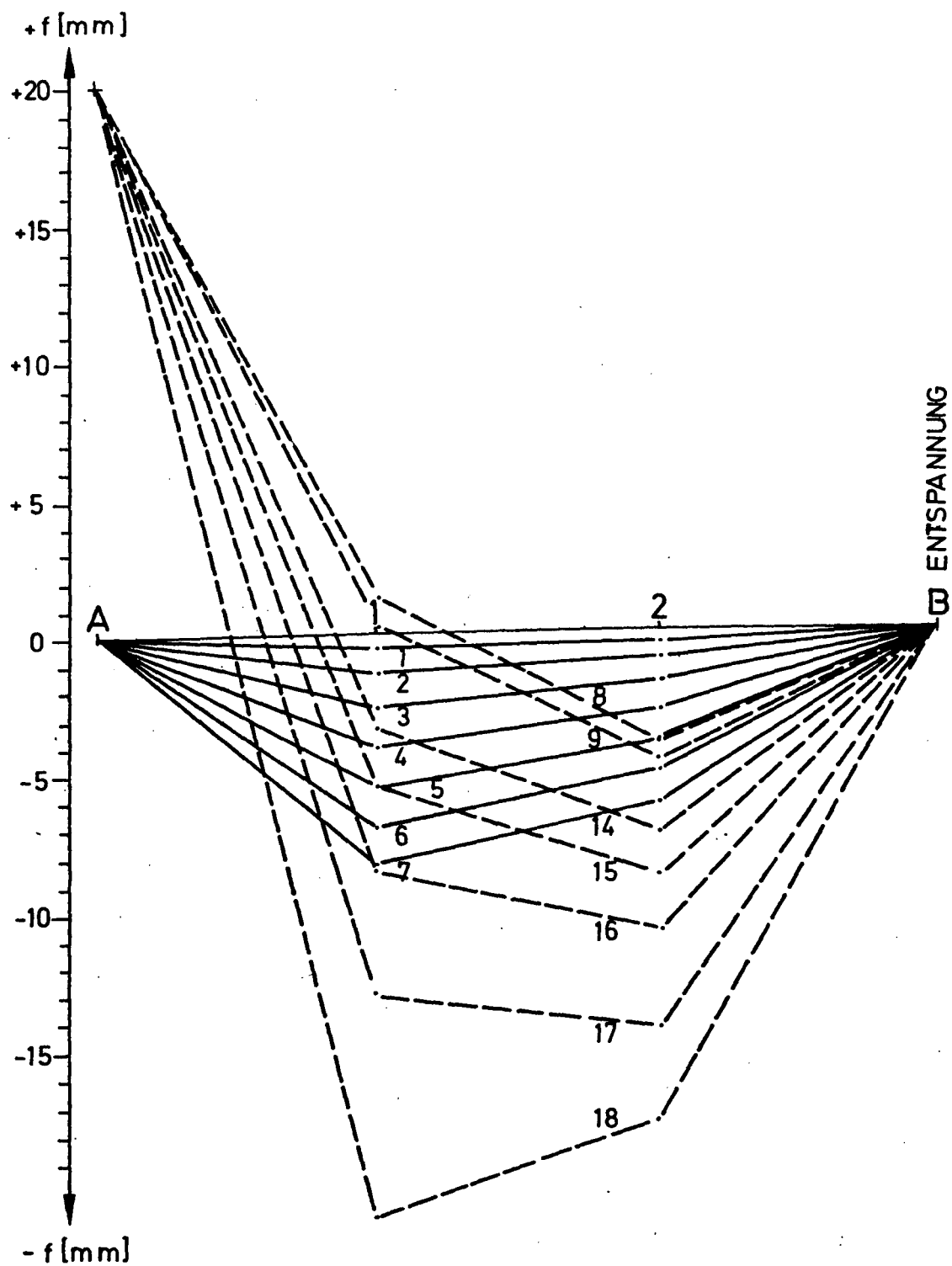


Bild 6.26: Durchbiegung von Versuchsbalken B II unter verschiedenen Laststufen

Versuchsbalken B I

Versuchsbalken B II

Laststufe	P/zul P	Meßstellennummer		Laststufe	P/zul P	Meßstellennummer	
		1	2			1	2
1	0,21	0,007	0,005	1	0,14	0,59	0,43
2	0,42	2,05	1,81	2	0,28	1,43	1,05
3	0,63	3,39	2,92	3	0,42	2,67	1,90
4	0,84	5,38	4,47	4	0,56	4,14	2,97
5	1	7,17	5,92	5	0,70	5,55	4,06
6	1+ Δ	-1,97	2,45	6	0,84	6,96	5,16
7	1,1+ Δ	-1,20	4,10	7	0,98	8,38	6,26
12	1,40+ Δ	2,74	6,35	8	0,98+ Δ	-1,23	4,03
13	1,68+ Δ	5,73	7,98	9	1,08+ Δ	-0,36	4,60
14	1,82+ Δ	8,78	10,43	14	1,40+ Δ	3,50	7,27
15	1,96+ Δ	13,56	14,18	15	1,54+ Δ	5,61	8,79
				16	1,69+ Δ	8,67	10,81
				17	1,83+ Δ	13,16	14,38
				18	1,97+ Δ	21,00	17,74

Tabelle 6.3: Durchbiegungen der Drittelpunkte in [mm].

Schnitt	Meß- stelle	LST	1	2	3	4	5	6	7	11	12	13	14	15
		P/P _{UV}	0,096	0,193	0,290	0,387	0,459	0,459	0,505	0,505	0,645	0,774	0,838	0,903
		P/zul P	0,21	0,42	0,63	0,84	1,00	1,00	1,10	1,10	1,40	1,68	1,82	1,96
1	1		0,004	-0,010	-0,011	-0,019	-0,014	-0,006	-0,003	-0,012	0,131	0,145	0,152	0,176
	2		0,004	-0,007	-0,008	-0,009	-0,004	-0,005	0,000	-0,011	0,171	0,171	0,168	0,196
	3		0,002	-0,008	-0,006	-0,004	0,001	0,002	0,015	0,011	0,158	0,159	0,161	0,190
	4		0,007	-0,005	-0,005	-0,009	0,004	0,007	0,017	0,009	0,207	0,208	0,214	0,243
2	5		-0,058	-0,147	-0,238	-0,337	-0,418	-0,522	-0,568	-0,595	-0,739	-0,987	-1,218	-1,573
	6		-0,048	-0,128	-0,197	-0,271	-0,333	-0,404	-0,437	-0,456	-0,526	-0,703	-0,848	-1,029
	7		0,091	0,286	0,520	0,740	0,944	1,148	1,249	1,231	1,922	2,772	3,922	6,619
	8		0,083	0,256	0,483	0,715	0,929	1,148	1,251	1,242	1,971	2,775	3,767	5,816
3	9		-0,027	-0,072	-0,098	-0,138	-0,189	-0,341	-0,353	-0,357	-0,368	-0,448	-0,495	-0,540
	10		-0,037	-0,058	-0,081	-0,095	-0,117	-0,213	-0,220	-0,221	-0,203	-0,225	-0,204	-0,009
	11		0,068	0,190	0,275	0,440	0,612	1,009	1,077	1,080	1,561	1,828	1,964	2,245
	12		0,062	0,156	0,246	0,424	0,606	1,004	1,068	1,073	1,623	1,892	2,030	2,315
4	13		0,058	0,160	0,404	1,158	1,526	0,772	0,987	1,109	1,950	2,934	4,682	9,383
	14		0,051	0,137	0,322	0,974	1,338	0,651	0,846	0,962	1,680	2,284	3,416	8,681
	15		-0,072	-0,253	-0,420	-0,491	-0,526	-0,392	-0,423	-0,431	-0,361	-0,346	-0,321	-0,174
	16		-0,079	-0,275	-0,468	-0,602	-0,692	-0,518	-0,563	-0,576	-0,577	-0,664	-0,707	-0,694

Tabelle 6.4: Stahldehnungen ϵ_s [%] von Balken B I

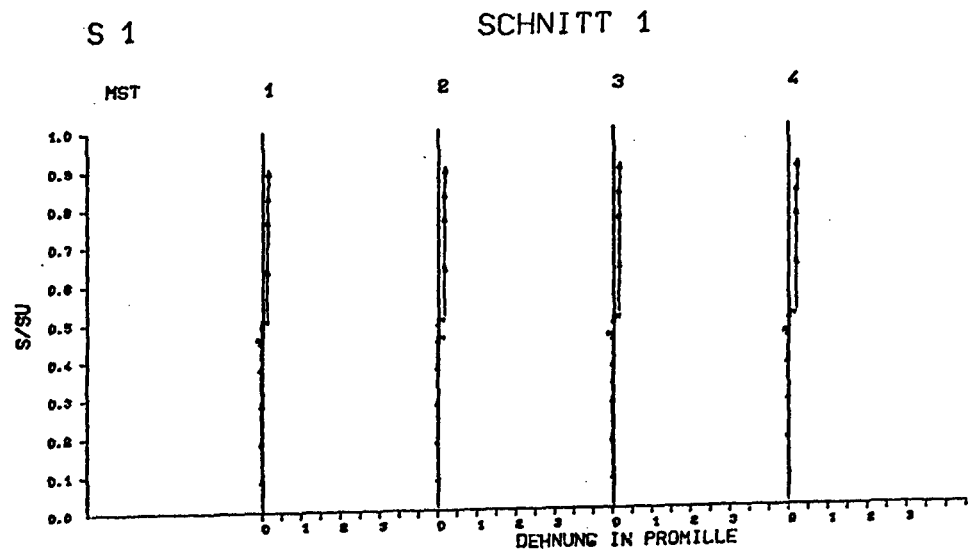


Bild 6.27: Stahldehnungen im Schnitt 1 - Balken B I

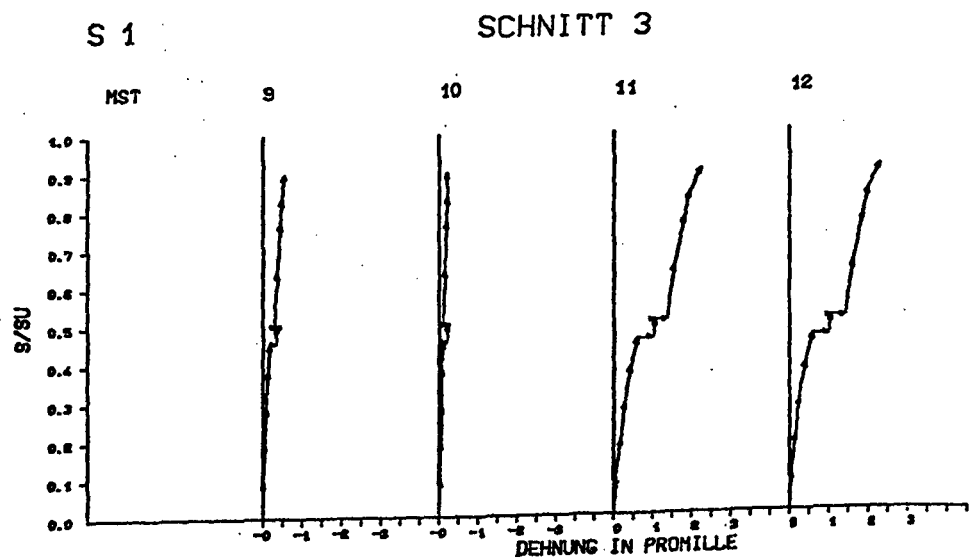


Bild 6.28: Stahldehnungen im Schnitt 3 - Balken B I

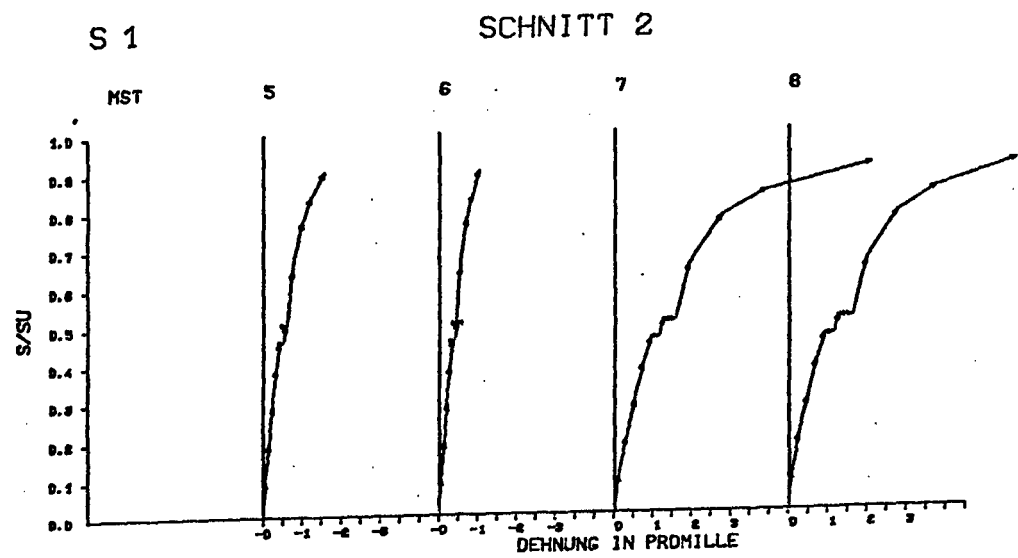


Bild 6.29: Stahldehnungen im Schnitt 2 - Balken B I

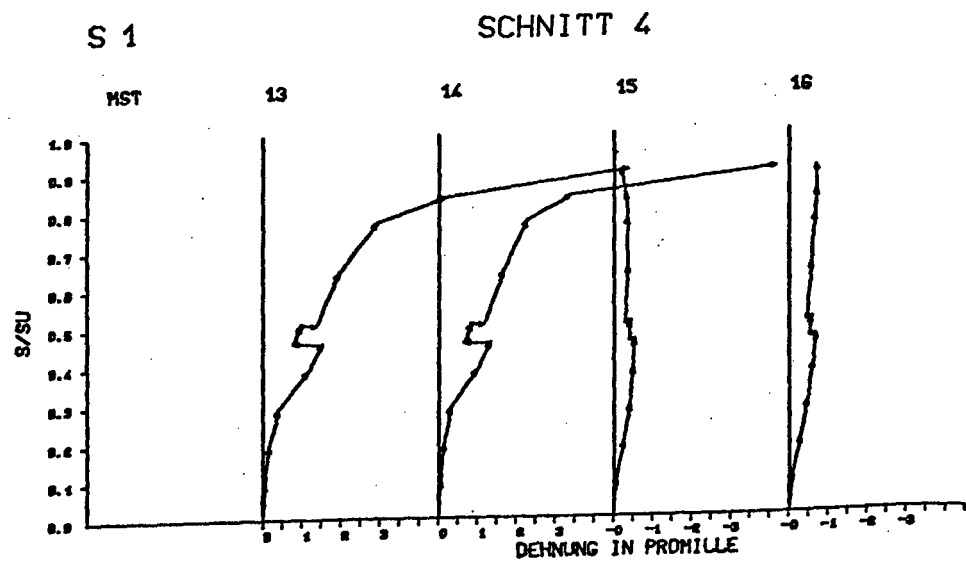


Bild 6.30: Stahldehnungen im Schnitt 4 - Balken B I

Schnitt	Meß- stelle	LST	1	2	3	4	5	6	7	11	12	13	14	15
		P/P _{UV}	0,096	0,193	0,290	0,387	0,459	0,459	0,505	0,505	0,645	0,774	0,838	0,903
		P/zul P	0,21	0,42	0,63	0,84	1,00	1,00	1,10	1,10	1,40	1,68	1,82	1,96
1	41		-0,065	-0,020	-0,070	0,000	0,045	-0,045	-0,015	-0,050	0,015	-0,040	-0,070	-0,095
	51		-0,010	-0,090	-0,110	0,005	-0,055	-0,090	-0,025	0,010	0,085	0,025	0,035	0,005
2	42		0,060	0,090	0,445	0,830	1,110	1,370	1,535	1,930	2,375	2,990	3,745	4,565
	47		0,085	0,260	0,685	1,185	1,480	1,640	1,915	2,220	2,745	3,460	4,290	5,690
	52		0,095	0,240	0,580	0,890	0,970	0,990	1,145	1,140	1,445	1,800	2,075	2,680
3	44		0,040	0,030	-0,015	0,205	0,260	0,415	0,510	0,610	0,730	0,860	0,905	0,980
	49		0,025	0,095	0,140	0,345	0,480	0,780	0,885	0,965	1,185	1,335	1,385	1,515
	54		0,035	0,110	0,155	0,570	0,850	1,335	1,460	1,735	2,025	2,275	2,415	2,620
4	46		-0,045	-0,130	-0,120	-0,150	-0,135	-0,175	-0,105	-0,175	-0,170	-0,225	-0,175	-0,155
	56		0,010	-0,125	-0,210	-0,320	-0,425	-0,325	-0,320	-0,475	-0,520	-0,645	-0,525	-0,370
	57		0,015	0,000	0,040	0,105	0,325	0,035	0,220	0,290	0,575	0,845	1,245	2,385
	58		0,075	0,085	0,135	0,160	0,340	0,190	0,265	0,225	0,520	0,750	0,810	1,390

Tabelle 6.5: Betondehnungen ϵ_b [%] von Balken B I

SCHNITT 1

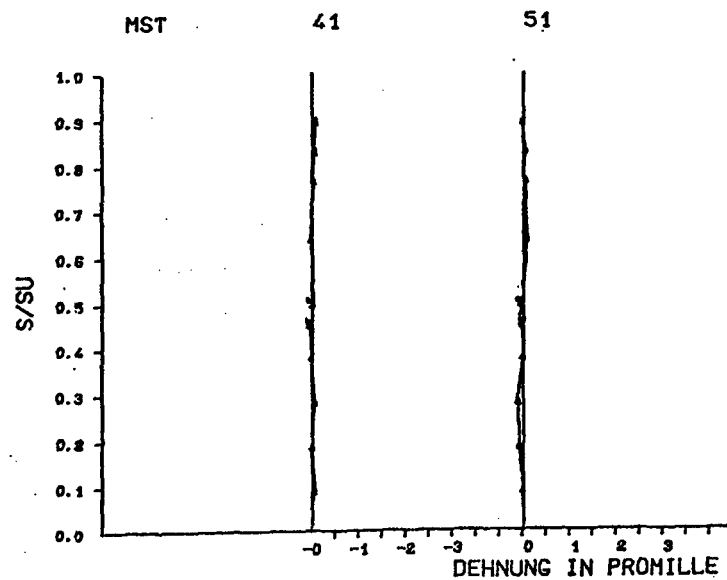


Bild 6.31: Betondehnungen im Schnitt 1 - Balken B I

SCHNITT 3

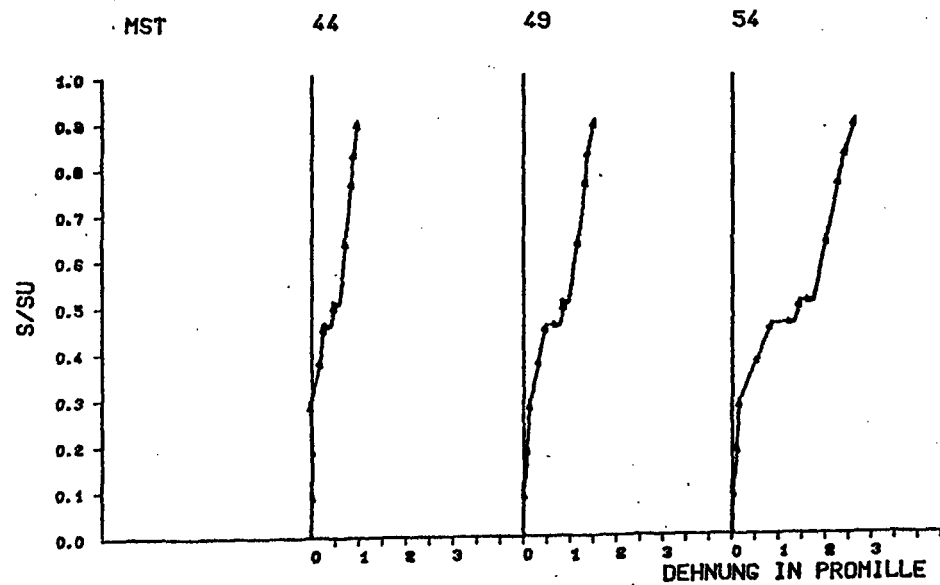


Bild 6.32: Betondehnungen im Schnitt 3 - Balken B I

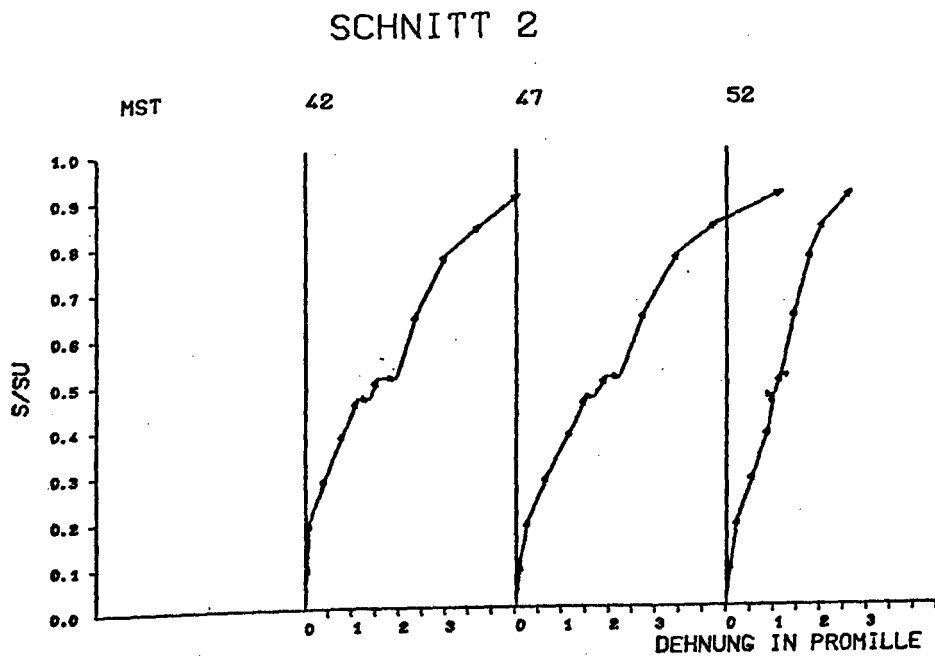


Bild 6.33: Betondehnungen im Schnitt 2 - Balken B I

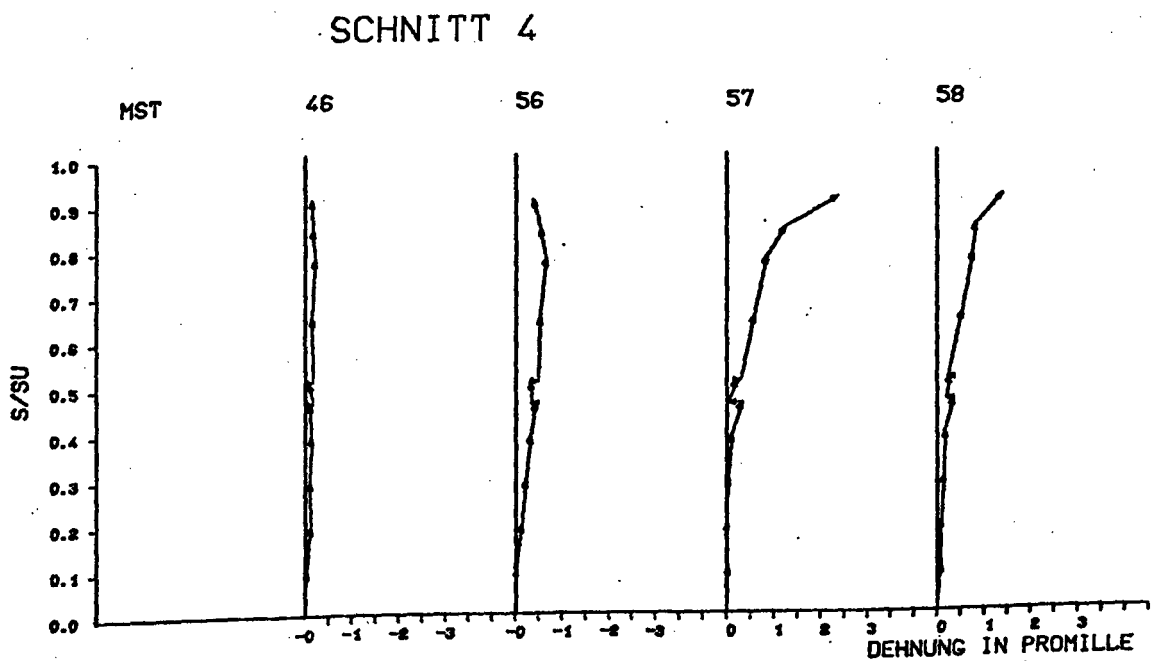


Bild 6.34: Betondehnungen im Schnitt 4 - Balken B I

Schnitt	Meß- stelle	LST	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
		P/P _{UV}	0,06	0,13	0,19	0,26	0,32	0,39	0,45	0,45	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,65	0,72	0,79	0,85	0,91
		P/zulP	0,14	0,28	0,42	0,56	0,70	0,84	0,98	0,98	1,08	1,08	1,08	1,08	1,08	1,40	1,54	1,69	1,83	1,97
1	1		0,00	0,01	-0,00	0,00	0,01	0,04	0,02	0,00	0,00	0,02	0,02	0,02	0,03	0,08	0,08	0,10	0,09	0,12
	2		0,00	0,01	-0,00	0,00	0,01	0,04	0,02	0,00	0,00	0,02	0,01	0,02	0,03	0,07	0,07	0,09	0,08	0,11
	3		0,00	-0,00	-0,02	0,07	0,09	0,12	0,14	0,09	0,15	0,16	0,15	0,14	0,14	0,24	0,22	0,25	0,26	0,29
	4		-0,05	0,01	0,00	0,03	0,03	0,07	0,07	0,05	0,06	0,07	0,03	0,03	0,04	0,11	0,11	0,13	0,12	0,15
2	5		-0,03	-0,12	-0,20	-0,25	-0,31	-0,34	-0,43	-0,58	-0,64	-0,64	-0,66	-0,67	-0,63	-0,78	-0,93	-1,17	-1,42	-1,84
	6		-0,03	-0,09	-0,17	-0,21	-0,27	-0,30	-0,38	-0,48	-0,52	-0,51	-0,53	-0,53	-0,53	-0,66	-0,76	-0,92	-1,09	-1,31
	7		0,11	0,35	0,54	0,74	0,93	1,15	1,31	1,57	1,73	1,76	1,78	1,80	1,81	2,78	3,86	6,56	11,70	17,93
	8		0,09	0,32	0,53	0,73	0,93	1,15	1,32	1,62	1,79	1,82	1,86	1,89	1,90	2,93	4,13	7,13	12,73	18,77
3	9		-0,01	-0,02	-0,05	-0,05	-0,05	-0,04	-0,07	-0,18	-0,18	-0,17	-0,16	-0,15	-0,14	-0,10	-0,07	-0,02	0,00	0,07
	10		-0,01	-0,02	-0,05	-0,06	-0,08	-0,07	-0,12	-0,18	-0,19	-0,18	-0,18	-0,18	-0,17	-0,15	-0,15	-0,12	-0,10	-0,04
	11		0,01	0,03	0,07	0,12	0,22	0,41	0,57	1,15	1,20	1,19	1,19	1,17	1,23	1,40	1,49	1,56	1,61	1,62
	12		0,00	0,00	0,05	0,10	0,24	0,41	0,56	1,14	1,19	1,17	1,17	1,15	1,20	1,38	1,46	1,52	1,55	1,57
4	13		0,06	0,18	0,38	0,58	0,76	0,95	1,08	0,68	0,80	0,79	0,81	0,80	0,86	1,24	1,42	1,70	2,16	2,42
	14		0,05	0,17	0,38	0,60	0,79	1,00	1,14	0,74	0,86	0,87	0,87	0,86	0,91	1,30	1,47	1,76	2,20	2,41
	15		-0,08	-0,19	-0,27	-0,37	-0,48	-0,54	-0,66	-0,53	-0,56	-0,57	-0,57	-0,61	-0,55	-0,79	-0,92	-1,09	-1,29	-1,67
	16		-0,09	-0,19	-0,26	-0,33	-0,42	-0,45	-0,54	-0,41	-0,44	-0,45	-0,45	-0,48	-0,42	-0,57	-0,66	-0,77	-0,89	-1,06

Tabelle 6.6: Stahldehnungen ϵ_e [%] von Balken B II

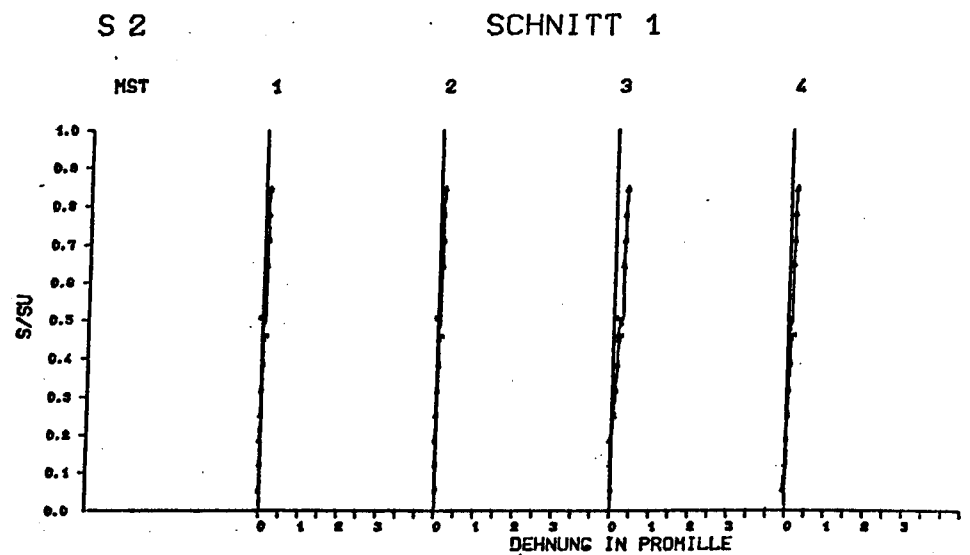


Bild 6.35: Stahldehnungen im Schnitt 1 - Balken B II

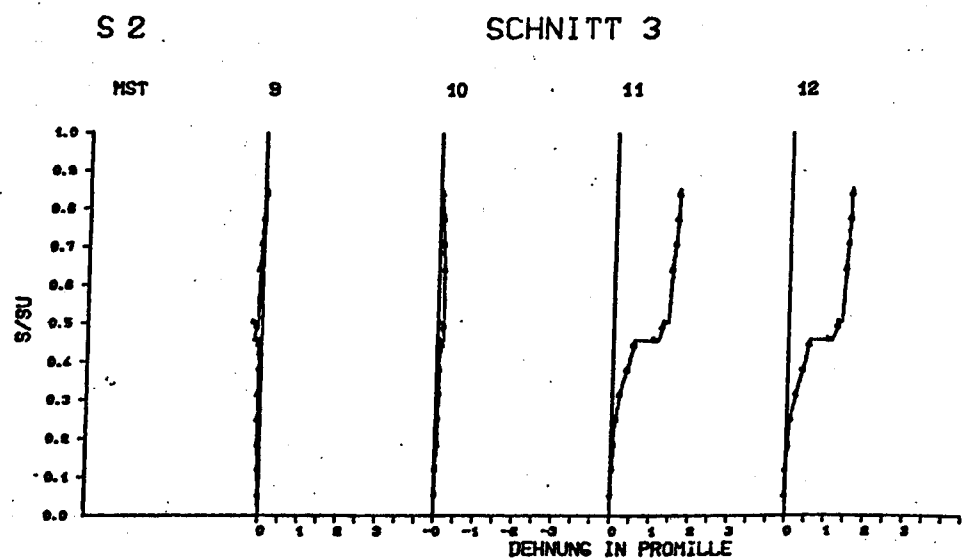


Bild 6.36: Stahldehnungen im Schnitt 3 - Balken B II

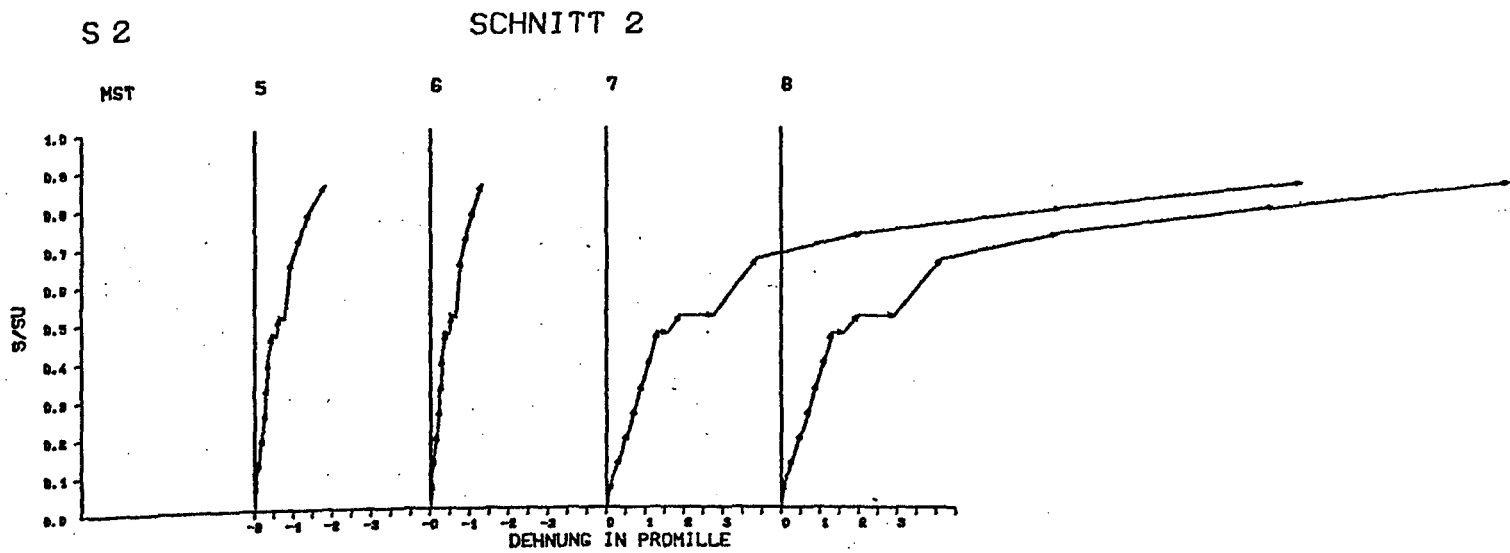


Bild 6.37: Stahldehnungen im Schnitt 2 ~ Balken B II

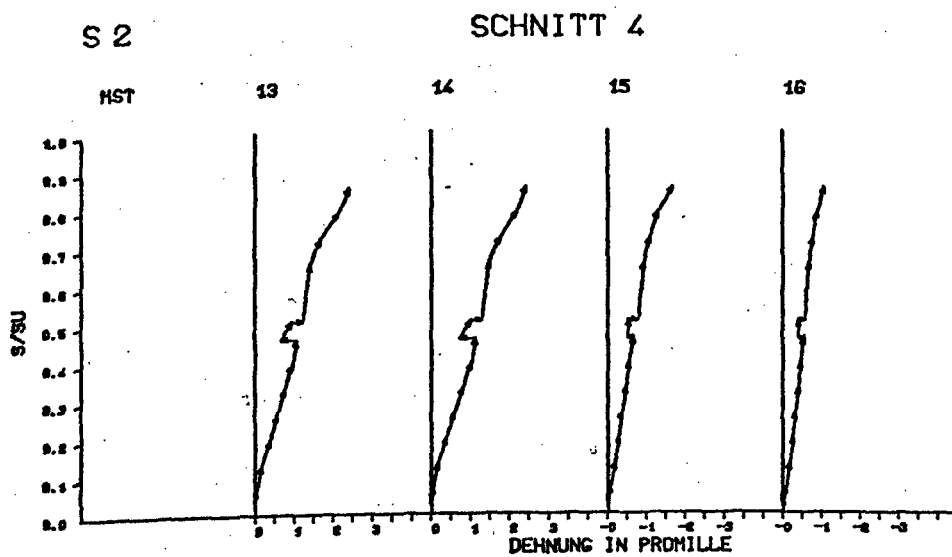


Bild 6.38: Stahldehnungen im Schnitt 4 ~ Balken B II

Schnitt	Meß- stelle	LST	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
		P/P _{UV}	0,06	0,13	0,19	0,26	0,32	0,39	0,45	0,45	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,65	0,72	0,89
		P/zul P	0,14	0,28	0,42	0,56	0,70	0,84	0,98	0,98	1,08	1,08	1,08	1,08	1,08	1,40	1,54	1,69
1	41		0,04	0,06	0,04	0,06	0,05	0,02	0,02	-0,01	0,02	0,05	0,06	-0,05	0,08	0,04	0,11	0,08
2	42		0,17	0,44	0,89	1,21	1,54	1,87	2,14	2,57	2,72	2,72	2,72	2,68	2,69	3,40	3,93	4,64
	47		0,08	0,19	0,64	0,97	1,27	1,47	1,73	2,15	2,31	2,29	2,33	2,31	2,34	2,98	3,52	4,36
	52		0,03	0,14	0,43	0,70	1,00	1,23	1,47	1,87	2,05	2,09	2,22	2,18	2,20	2,88	3,57	4,45
3	44		0,06	0,07	0,12	0,13	0,20	0,43	0,43	1,28	1,30	1,30	1,35	1,30	1,32	1,43	1,56	1,60
	49		0,05	0,06	0,10	0,13	0,20	0,25	0,43	1,29	1,31	1,31	1,35	1,35	1,34	1,51	1,62	1,72
	54		0,00	0,05	0,09	0,12	0,11	0,18	0,30	0,95	0,95	0,97	1,08	0,94	0,92	1,08	1,15	1,20
4	46		0,07	-0,01	-0,07	-0,17	-0,21	-0,34	-0,43	-0,22	-0,27	-0,29	-0,23	-0,27	-0,23	-0,45	-0,49	-0,59
	56		-0,03	-0,08	-0,10	-0,18	-0,25	-0,31	-0,48	-0,30	-0,37	-0,34	-0,34	-0,36	-0,35	-0,61	-0,68	-0,80
5	61		0,00	0,04	-0,07	-0,08	-0,11	-0,17	-0,25	-0,31	-0,31	-0,32	-0,28	-0,33	-0,28	-0,39	-0,35	-0,40
	60		0,07	0,09	0,12	0,15	0,14	0,16	0,23	0,38	0,39	0,39	0,54	0,51	0,55	0,52	0,66	0,63
	59		0,15	0,17	0,32	0,58	0,64	0,80	0,95	1,32	1,39	1,39	1,63	1,57	1,60	1,79	2,13	2,23
	58		0,19	0,26	0,47	0,74	0,84	1,07	1,24	1,82	1,90	1,91	2,13	2,09	2,09	2,40	2,76	2,84
	57		0,07	0,19	0,28	0,65	0,89	1,10	1,36	2,03	2,13	2,19	2,25	2,22	2,26	2,72	2,98	3,24
	62		0,09	0,04	0,07	0,53	0,74	1,04	1,21	1,88	1,91	2,07	2,03	2,04	2,04	2,57	2,81	3,01
	63		0,12	0,04	0,05	0,39	0,53	0,74	0,86	1,37	1,32	1,46	1,41	1,45	1,42	1,79	2,00	2,18
	64		0,11	0,01	-0,01	0,06	0,07	0,10	0,12	0,16	0,03	0,10	0,06	0,02	0,01	0,14	0,15	0,15
	65		-0,01	-0,11	-0,16	-0,19	-0,26	-0,26	-0,28	-0,36	-0,46	-0,38	-0,41	-0,44	-0,43	-0,45	-0,43	-0,47
	66		-0,04	-0,05	-0,08	-0,16	-0,23	-0,28	-0,32	-0,35	-0,47	-0,46	-0,45	-0,49	-0,45	-0,61	-0,58	-0,63

Tabelle 6.7: Betondehnungen ϵ_p [%] von Balken B II

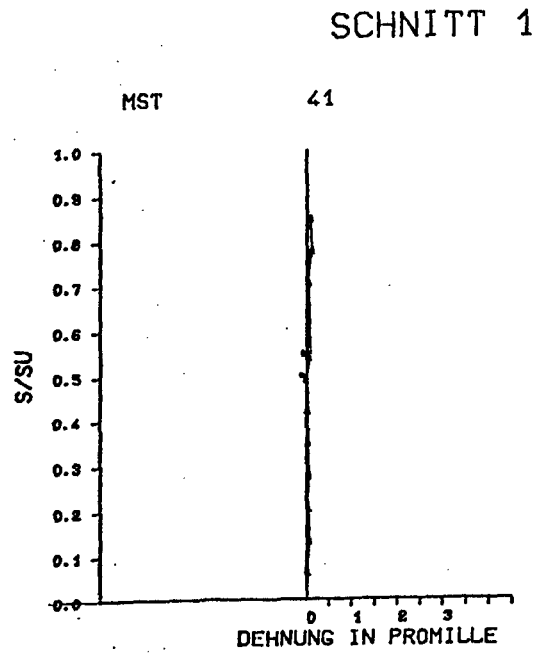


Bild 6.39: Betondehnungen im Schnitt 1 - Balken B II

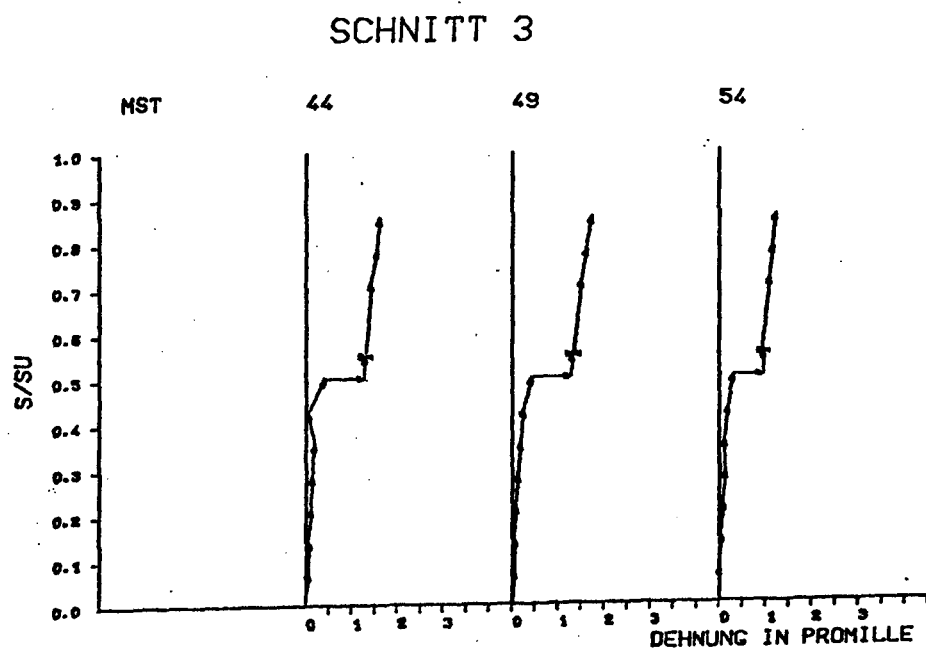


Bild 6.40: Betondehnungen im Schnitt 3 - Balken B II

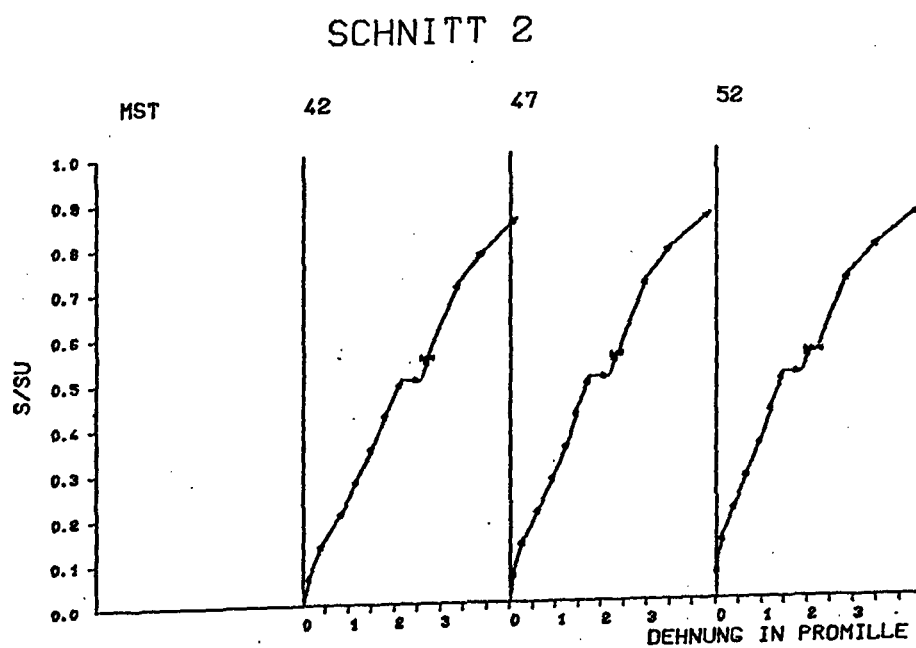


Bild 6.41: Betondehnungen im Schnitt 2 - Balken B II

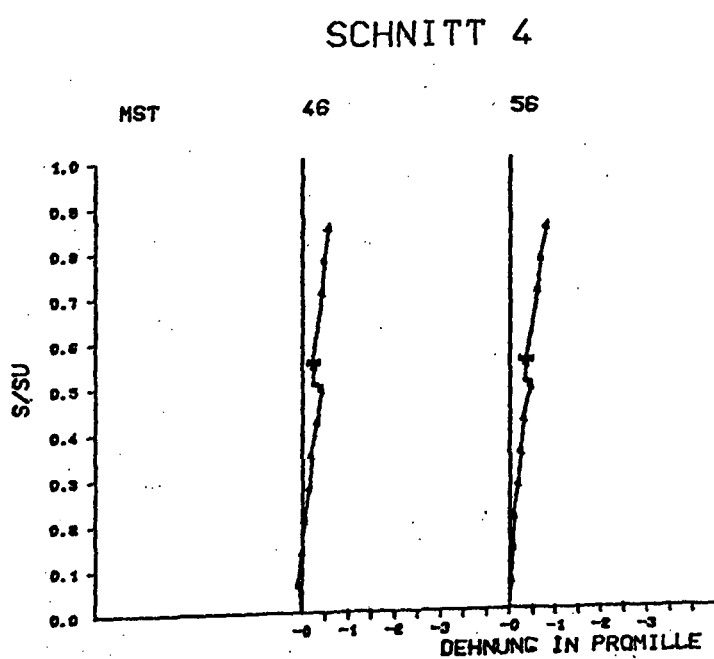


Bild 6.42: Betondehnungen im Schnitt 4 - Balken B II

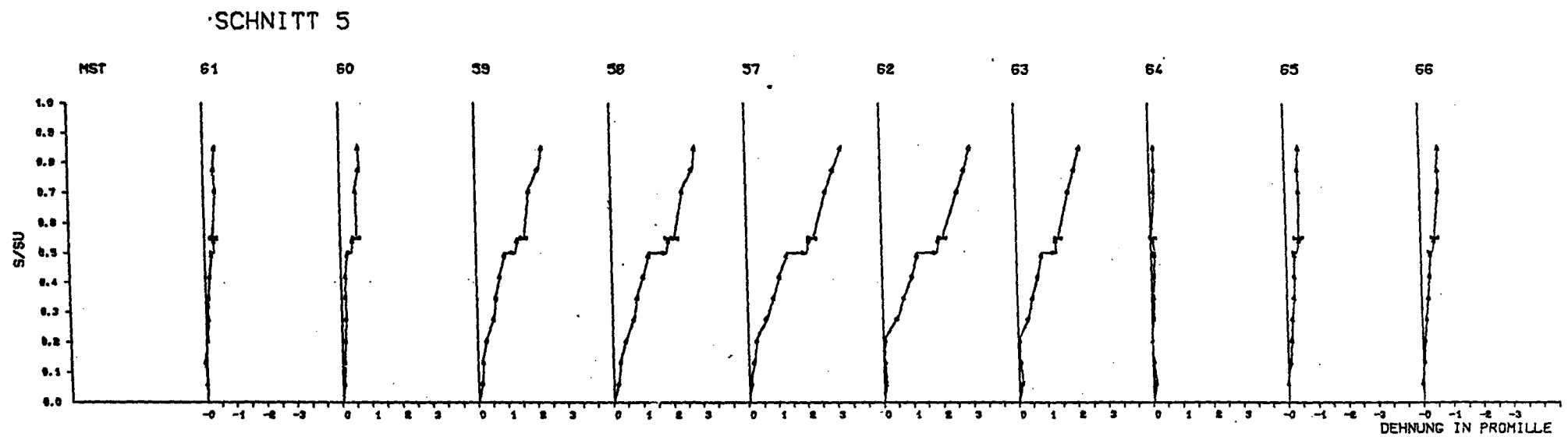


Bild 6.43: Betondehnungen im Schnitt 5 – Balken B II

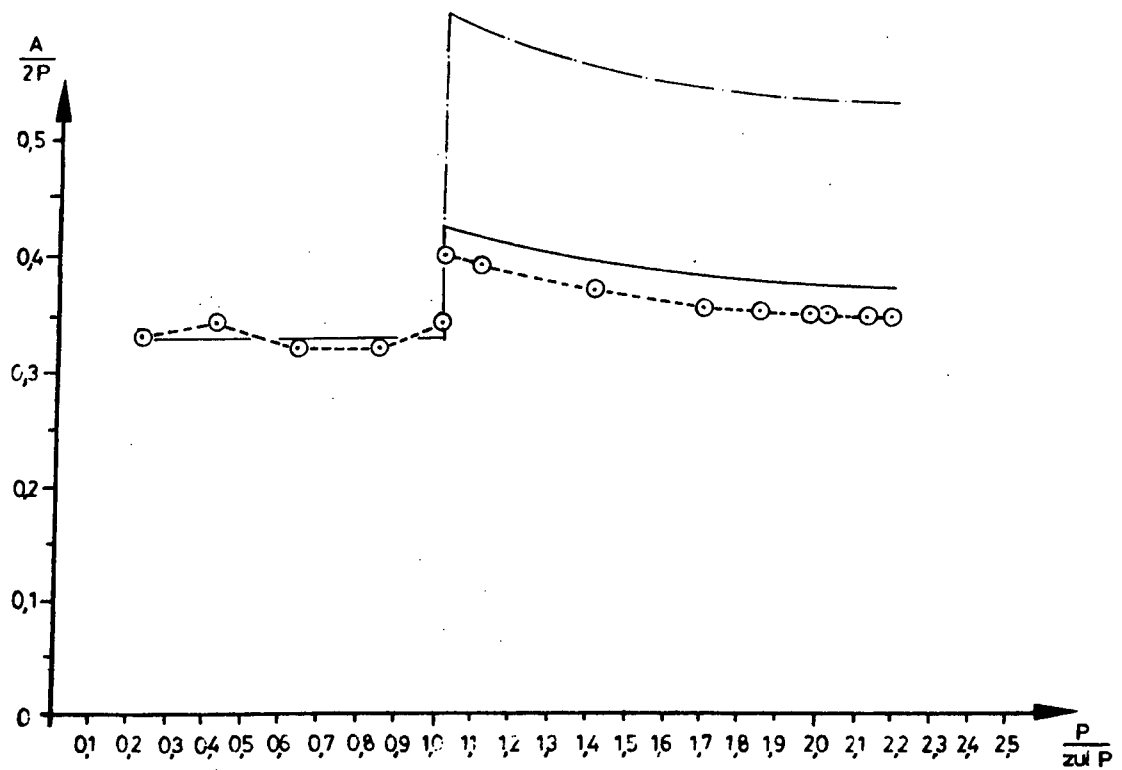


Bild 6.44: Verhältnis $A/2P$ in Abhängigkeit von der Belastung, Balken B I

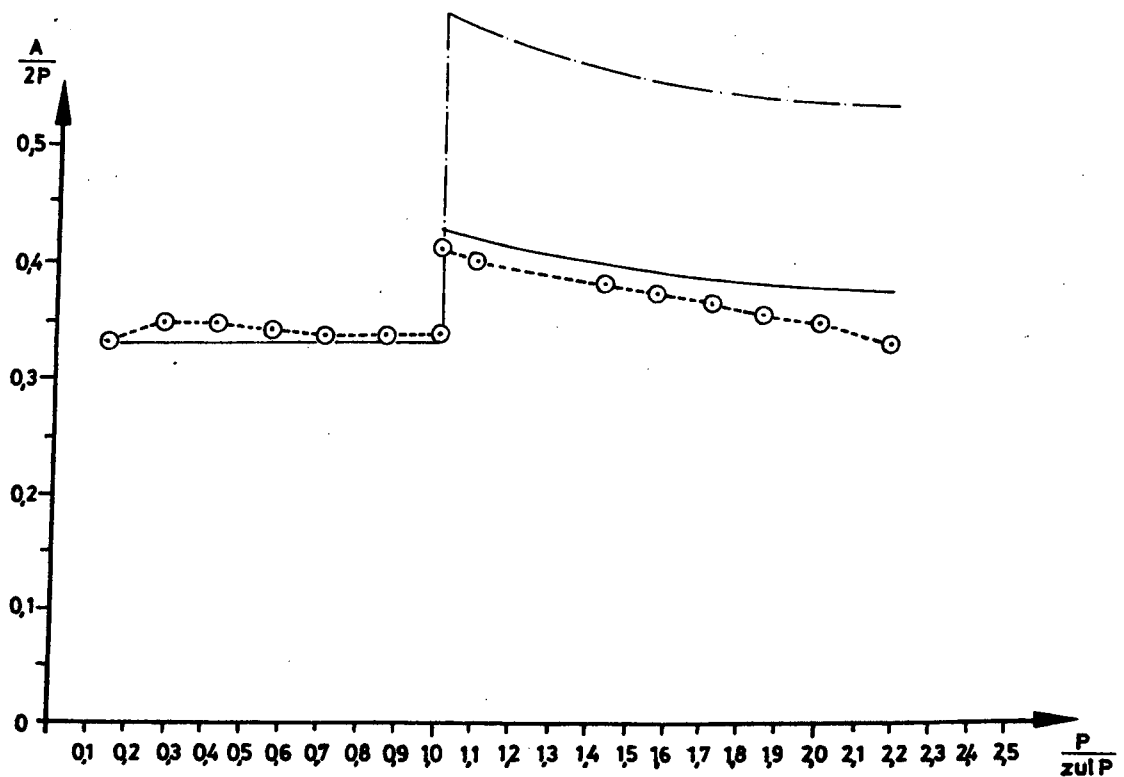


Bild 6.45: Verhältnis $A/2P$ in Abhängigkeit von der Belastung, Balken B II

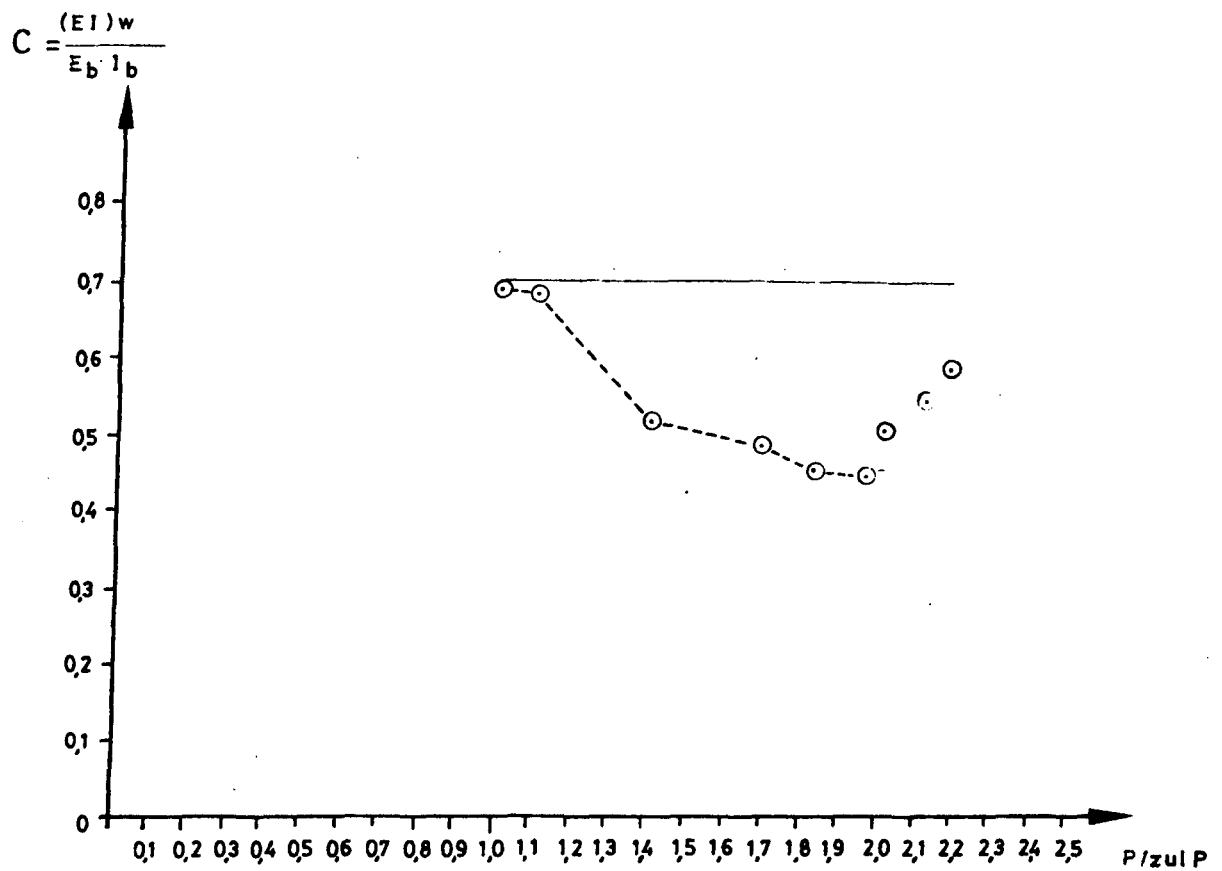


Bild 6.46: Steifigkeitsverhältnis c in Abhängigkeit von der Belastung, Balken B I

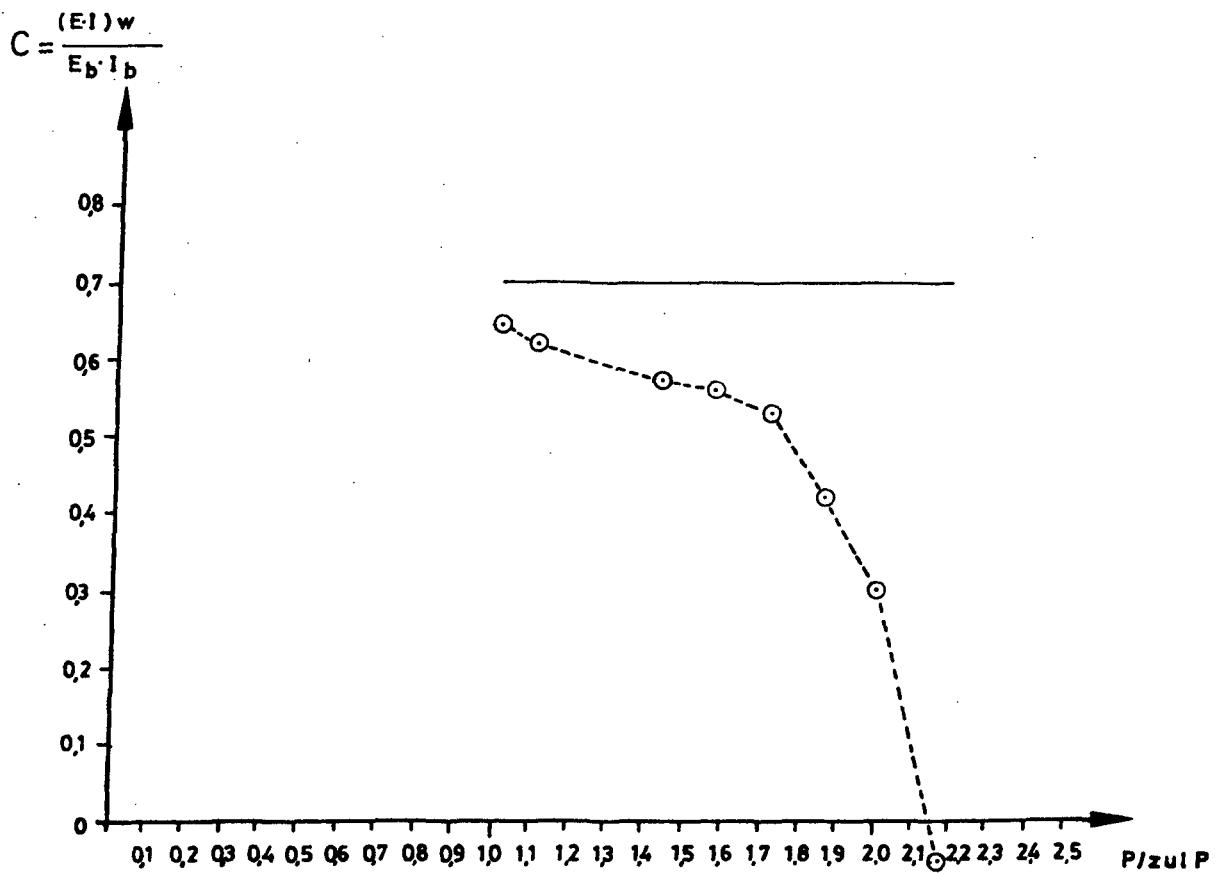


Bild 6.47: Steifigkeitsverhältnis c in Abhängigkeit von der Belastung, Balken B II

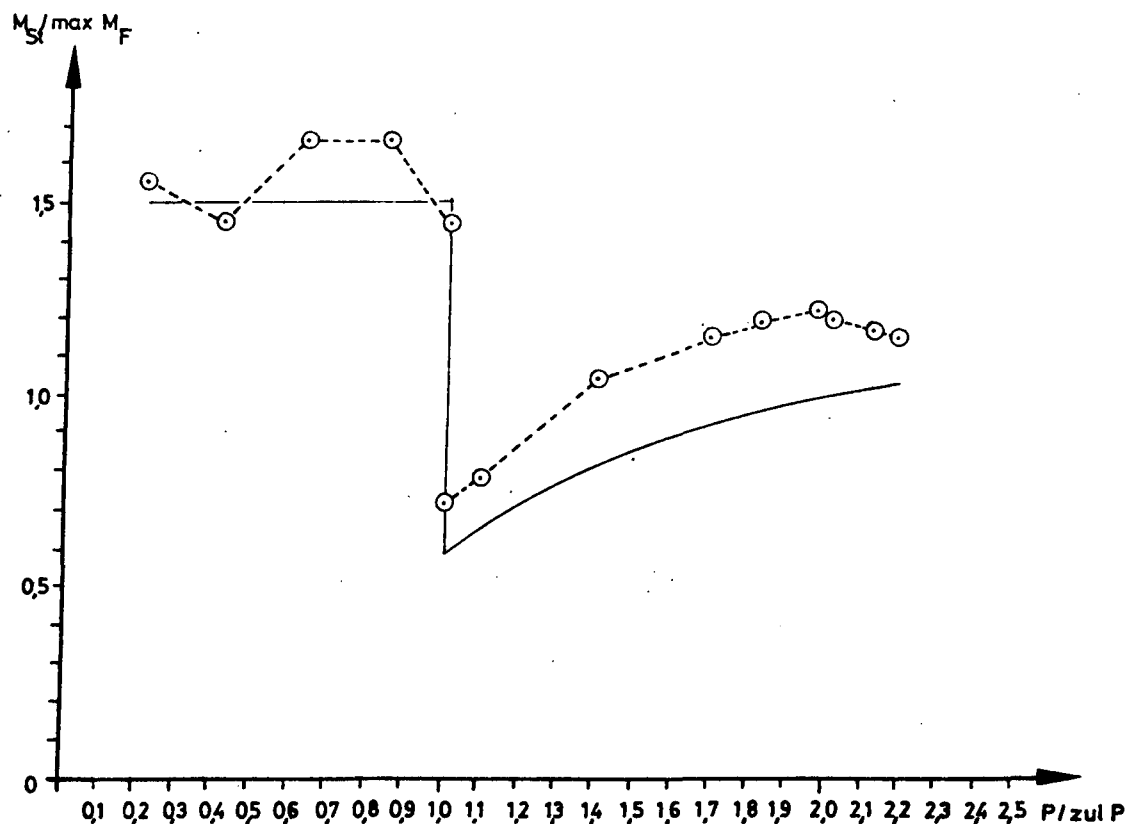


Bild 6.48: Verhältnis Stützmoment zu maximalem Feldmoment in Abhängigkeit von der Belastung, Balken B I

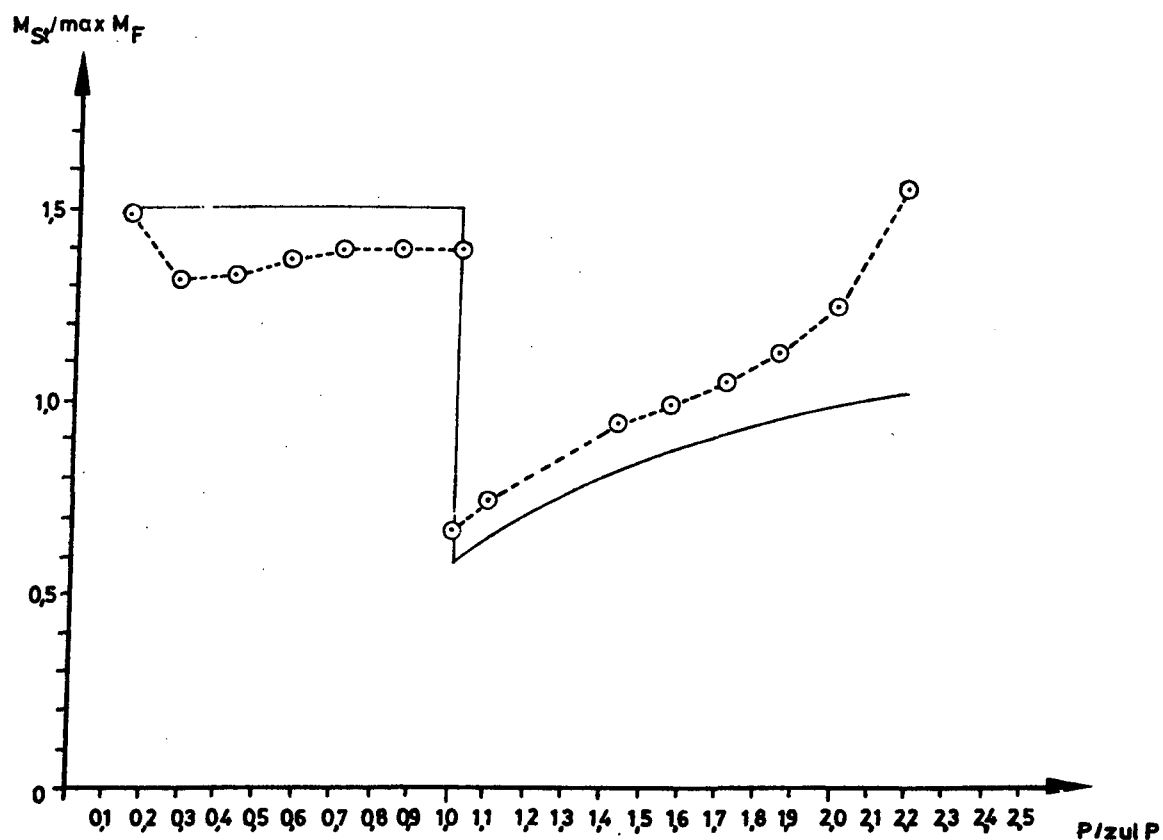


Bild 6.49: Verhältnis Stützmoment zu maximalem Feldmoment in Abhängigkeit von der Belastung, Balken B II

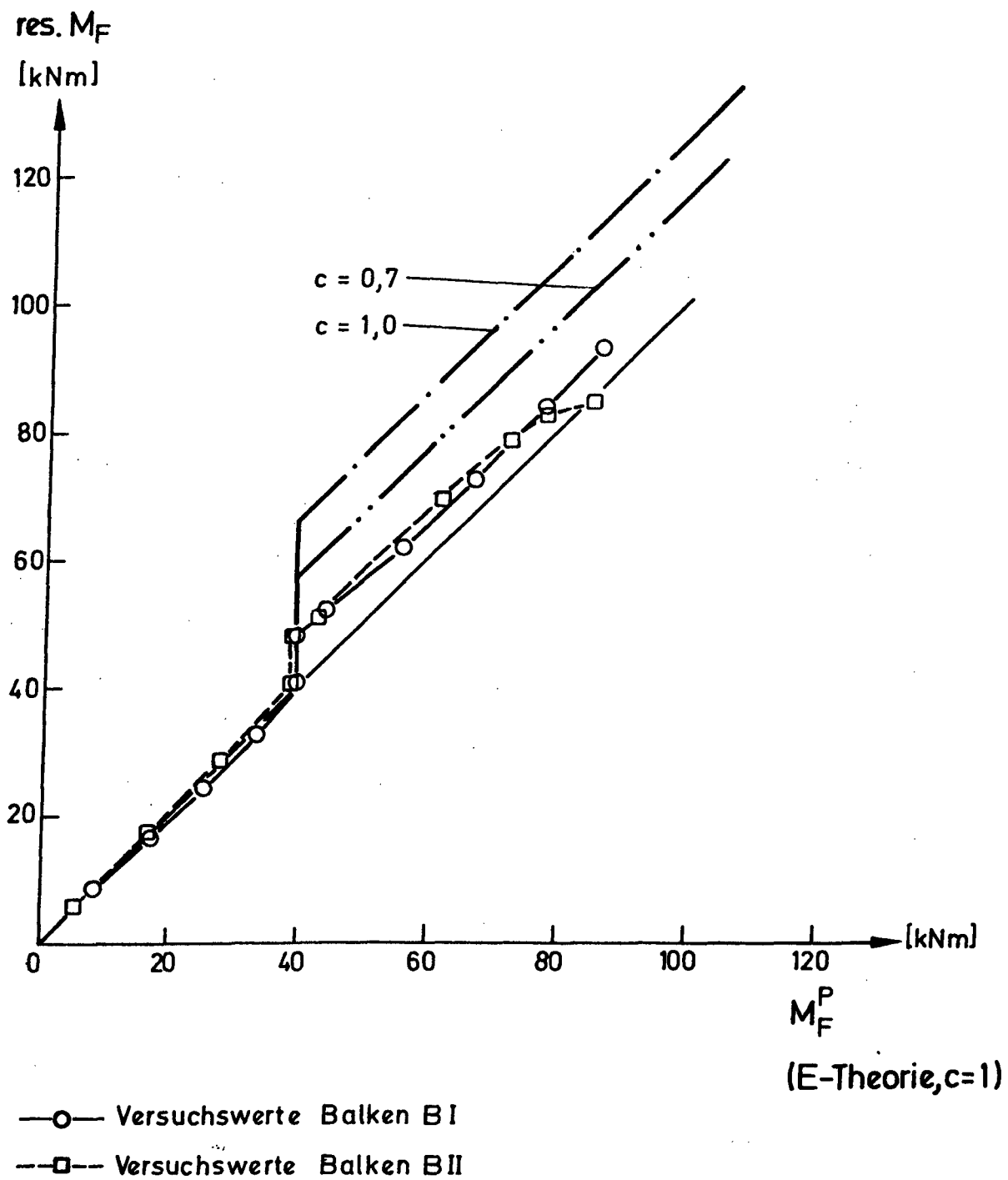


Bild 6.50: Feldmoment in Abhängigkeit des elastischen Feldmomentes infolge Verkehrslast

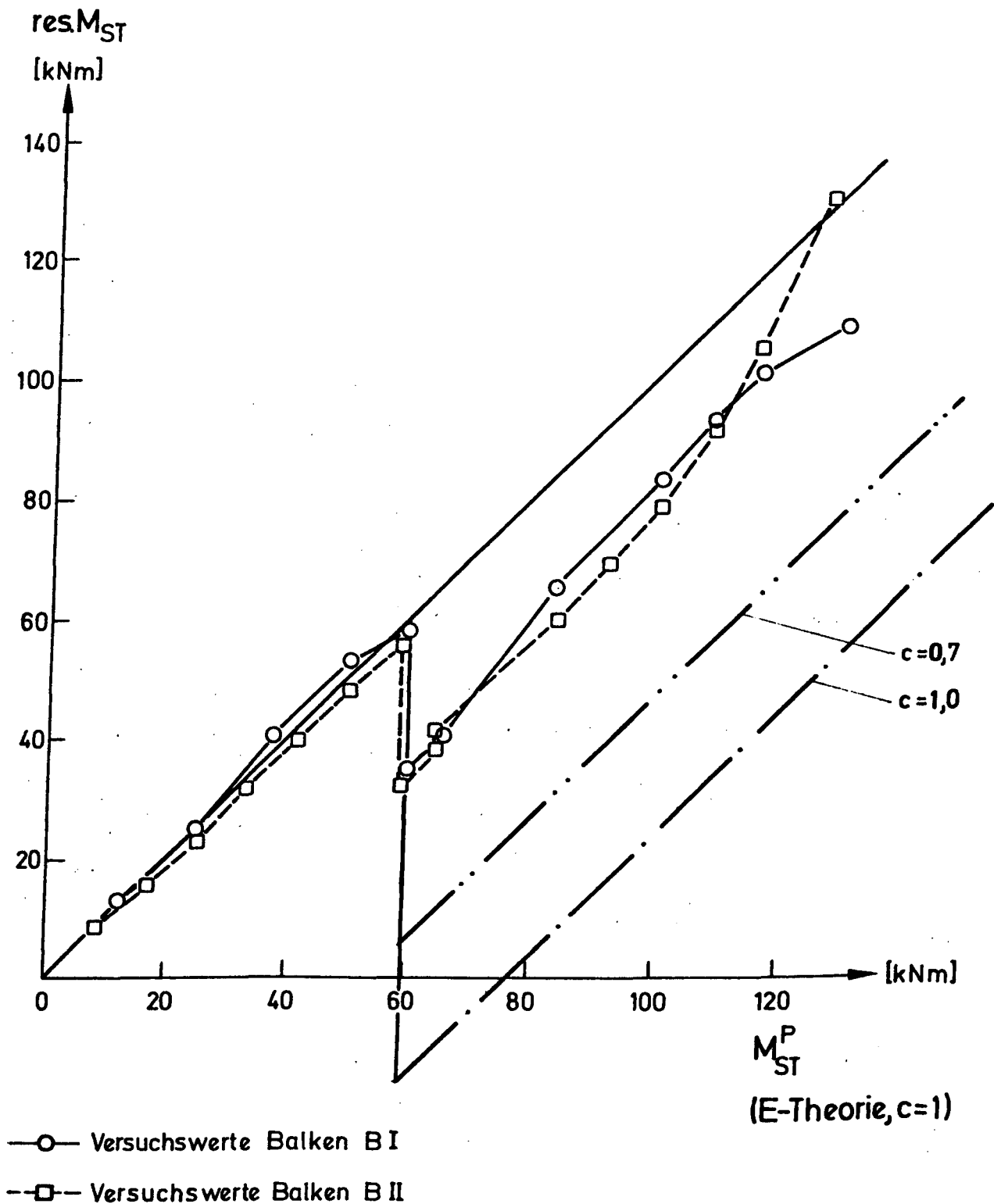


Bild 6.51: Stützmoment in Abhängigkeit des elastischen Stützmomentes infolge Verkehrslast

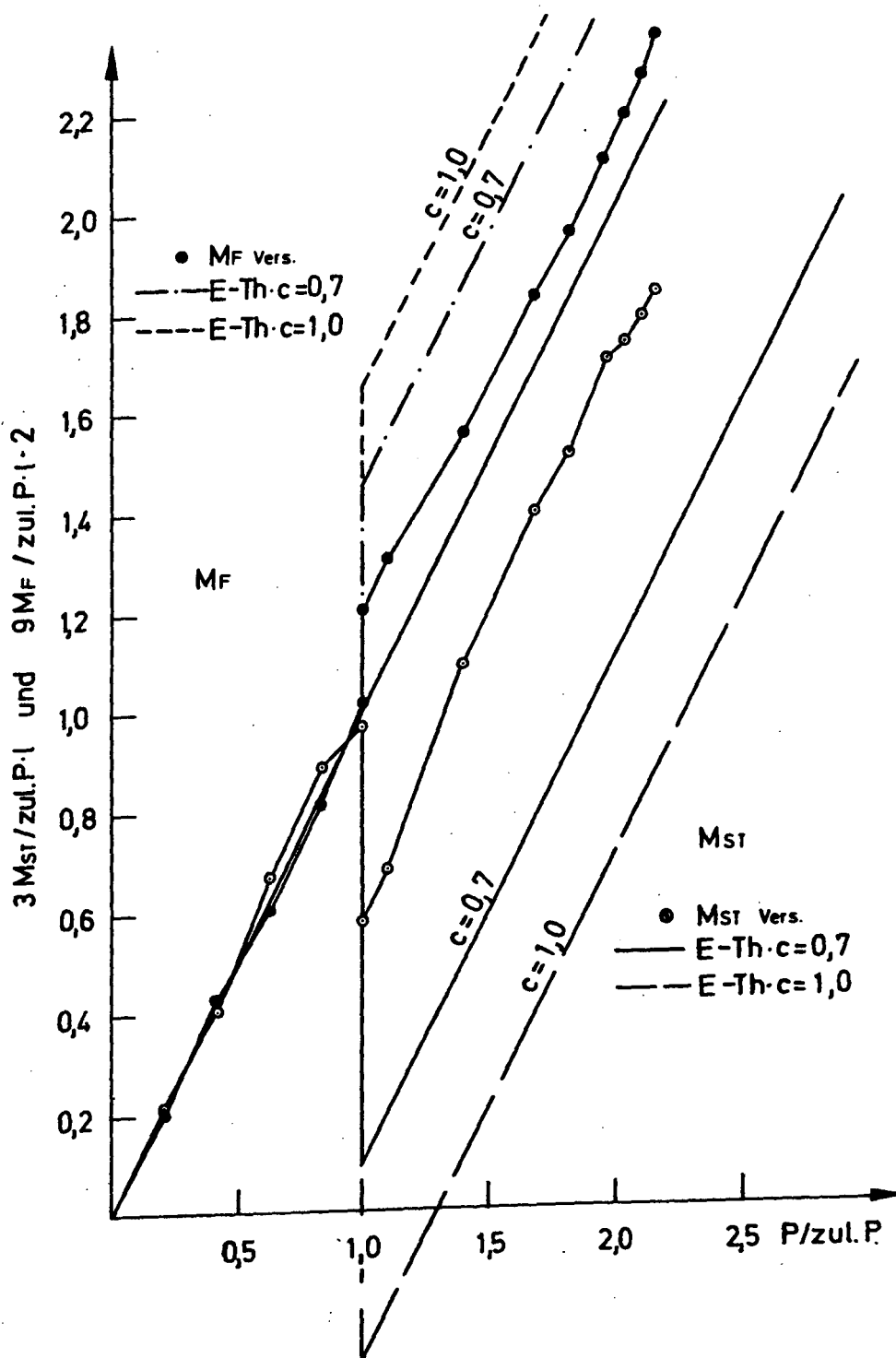


Bild 6.52: Entwicklung der Momente in Abhängigkeit von der Last
~ Balken B I

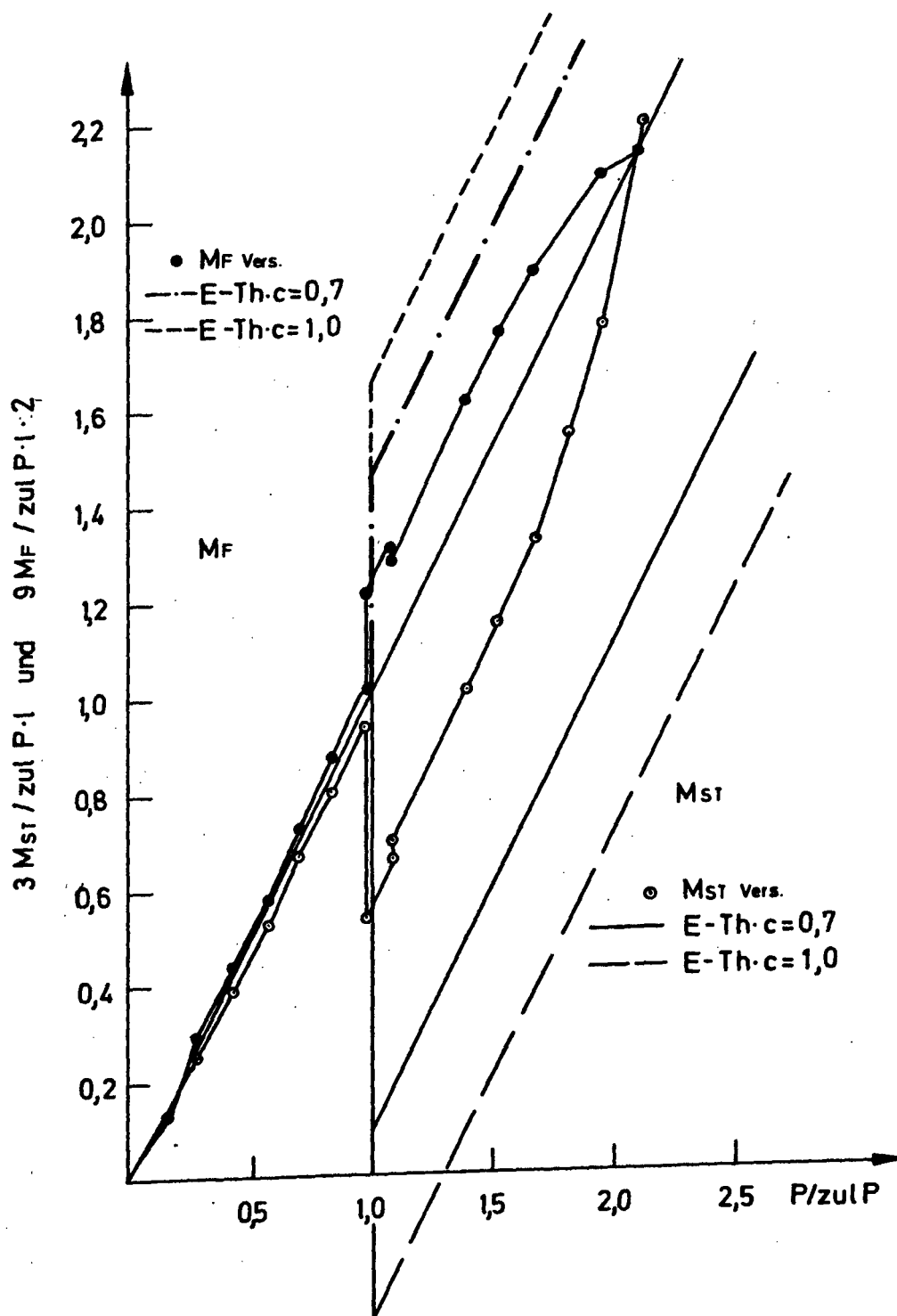


Bild 6.53: Entwicklung der Momente in Abhängigkeit von der Last
- Balken B II

Versuchsbalken B I															
P [kN]	7,5	15,0	22,5	30,0	35,6	35,6+Δ	39,2+Δ	50,0+Δ	60,0+Δ	65,0+Δ	70,0+Δ	72,5+Δ	75,0+Δ	77,5+Δ	
P/P _ü	0,097	0,194	0,290	0,387	0,459	0,459	0,506	0,645	0,774	0,839	0,903	0,935	0,968	1,0	
A (V) [kN]	4,94	10,14	14,49	19,44	24,07	28,69	31,05	37,06	43,44	46,54	49,84	51,91	53,85	55,80	
A/2P (V)	0,329	0,338	0,322	0,324	0,338	0,403	0,396	0,307	0,362	0,358	0,356	0,358	0,359	0,360	
A/2P (R)	0,333	0,333	0,333	0,333	0,333	0,419	0,411	0,394	0,384	0,380	0,377	0,375	0,374	0,373	
M _{St} (V) [kNm]	12,80	24,34	40,05	52,80	57,65	34,55	40,75	65,00	82,80	92,30	100,8	102,9	105,7	108,5	
max M _F (V) [kNm]	8,23	16,90	24,15	32,41	40,12	47,83	51,76	61,68	72,41	77,58	83,08	86,53	89,77	93,02	
M _{St} /max M _F (V)	1,555	1,437	1,658	1,629	1,437	0,722	0,787	1,054	1,143	1,190	1,213	1,190	1,178	1,166	
M _{St} /max M _F (R)	1,500	1,500	1,500	1,500	1,500	0,578	0,647	0,803	0,904	0,945	0,980	0,996	1,011	1,025	
M _Z (V) [kNm]						24,9	24,7	18,5	17,4	16,3	16,1	18,7	19,5	21,0	
M _Z (R) [kNm]						30,6	30,6	30,6	30,6	30,6	30,6	30,6	30,6	30,6	
c (V)						0,692	0,686	0,514	0,484	0,453	0,447	0,506	0,542	0,583	
c (R)						0,700	0,700	0,700	0,700	0,700	0,700	0,700	0,700	0,700	
(V) = Versuchsergebnisse (R) = Rechenwerte, ermittelt nach [11]															

Tabelle 6.8: Rechenwerte und Versuchsergebnisse

Versuchsbalken B II																
P [kN]	5,0	10,0	15,0	20,0	25,0	30,0	35,0	35,0+Δ	38,5+Δ	50,0+Δ	55,0+Δ	60,0+Δ	65,0+Δ	70,0+Δ	76,25+Δ	
P/P _U	0,066	0,131	0,197	0,262	0,328	0,393	0,459	0,459	0,505	0,656	0,721	0,787	0,852	0,918	1,0	
A (V) [kN]	3,35	6,96	10,41	13,76	17,10	20,52	23,94	28,70	30,88 30,34	38,20	41,36	44,40	46,80	49,14	50,33	
A/2P (V)	0,335	0,348	0,347	0,344	0,342	0,342	0,342	0,410	0,401 0,394	0,381	0,376	0,370	0,360	0,351	0,330	
A/2P (R)	0,333	0,333	0,333	0,333	0,333	0,333	0,333	0,421	0,413	0,394	0,389	0,384	0,380	0,377	0,373	
M _{St} (V) [kNm]	8,25	15,20	22,95	31,20	39,50	47,40	55,30	31,50	38,81 40,80	59,50	68,20	78,00	91,00	104,30	129,60	
max M _F (V) [kNm]	5,58	11,60	17,35	22,94	28,51	34,21	39,91	47,84	51,48 50,58	63,51	68,95	74,01	78,02	81,92	83,90	
M _{St} /max M _F (V)	1,478	1,310	1,323	1,360	1,385	1,386	1,386	0,658	0,740 0,750	0,937	0,989	1,054	1,166	1,273	1,545	
M _{St} /max M _F (R)	1,500	1,500	1,500	1,500	1,500	1,500	1,500	0,565	0,634	0,803	0,858	0,904	0,945	0,986	1,018	
M _Z (V) [kNm]								27,0	26,2 25,8	24,0	23,7	22,2	17,6	12,6	- 2,3	
M _Z (R) [kNm]								30,8	30,8	30,8	30,8	30,8	30,8	30,8	30,8	
c (V)								0,645	0,626 0,617	0,574	0,566	0,531	0,421	0,301	-0,055	
c (R)								0,700	0,700	0,700	0,700	0,700	0,700	0,700	0,700	
(V) = Versuchswerte (R) = Rechenwerte, ermittelt nach [11]																

Tabelle 6.9: Rechenwerte und Versuchsergebnisse